

Auftriebsbelastung monolithischer Schutzbauwerke durch Seegang unter Berücksichtigung des Wellen- überlaufs und des Druckschlags

Von der
Fakultät Architektur, Bauingenieurwesen und Umweltwissenschaften
der Technischen Universität Carolo-Wilhelmina
zu Braunschweig

zur Erlangung des Grades einer
Doktoringenieurin (Dr.-Ing.)
genehmigte

Dissertation

von
Annika Schüttrumpf, geb. Löffler
geboren am 03.03.1970
aus Braunschweig

Eingereicht am 26.01.2011

Disputation am 24.05.2011

Berichterstatter Prof. Dr.-Ing. Hocine Oumeraci
Prof. Dr. Gerald Müller (University of Southampton)

Von der Fakultät Architektur, Bauingenieurwesen und Umweltwissenschaften der
Technischen Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig zur Erlangung des
Grades einer Doktoringenieurin (Dr.-Ing.) genehmigte Dissertation

Eingereicht am	26.01.2011
Disputation am	24.05.2011
Berichterstatter	Prof. Dr.-Ing. Hocine Oumeraci Prof. Dr. Gerald Müller (University of Southampton)

Danksagung

Die Fertigstellung dieser Arbeit war nur mit der Unterstützung und der Hilfe einiger Menschen möglich, denen ich an dieser Stelle noch einmal sehr herzlich danken möchte:

Herrn Prof. Oumeraci danke ich für seine Elastizität - drei Kinder und der damit einhergehende verlangsamte Arbeitsfortschritt haben seinen Geduldsfaden nicht zum Reißen gebracht! Er hat jahrelang motiviert, unterstützt, gefordert, geholfen und immer Zeit für mich gefunden.

Herrn Prof. Müller danke ich für hilfreiche Telefonate und dafür, dass er extra aus Southampton nach Braunschweig gekommen ist.

Den Kollegen, besonders Herrn Dr.-Ing. Andreas Kortenhaus und Frau Gabriele Fournier, danke ich für Ihre Unterstützung. Sie haben zu Beginn meiner Tätigkeit bereitwillig ihre Erfahrungen mit mir geteilt und am Ende geholfen, die Entfernung zu überbrücken.

Annelore Löffler und Heide Schüttrumpf danke ich für unzählige Stunden des Kinderhütens – ohne sie wäre vermutlich nichts je zu Papier gekommen.

Meinen Kindern Timo, Malte und Robert danke ich für ihre Geduld und ihr Verständnis. Besonders Malte danke ich dafür, dass er im zarten Alter von 9 Monaten von seinem ursprünglichen Vorhaben, Teile meiner Arbeit zu essen, Abstand genommen hat.

Besonderer Dank geht an meinen Mann Prof. Holger Schüttrumpf. Er hat mich bedingungslos unterstützt und mitunter schon am Frühstückstisch fachliche Diskussionen führen müssen.

Baesweiler, im August 2011

Annika Schüttrumpf

Auftriebsbelastung monolithischer Schutzbauwerke durch Seegang unter Berücksichtigung des Wellenüberlaufs und des Druckschlags

Zusammenfassung

Die Hauptaufgabe von Caisson-Wellenbrechern ist es, ihren rückwärtigen Bereich vor angreifenden Wellen zu schützen. Daneben dienen sie jedoch auch zunehmend anderen Zwecken, denen nur mit unterschiedlichen Bauwerksgeometrien gerecht zu werden ist. Die vorhandenen Bemessungsverfahren berücksichtigen jedoch die Geometrie des Bauwerks und des Unterbaus, die Auftriebsdruckverteilung, deren zeitliche Entwicklung, Druckschlagbedingungen und den Einfluss des Wellenüberlaufs nicht oder nicht ausreichend.

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurden systematische und detaillierte kleinmaßstäbliche Experimente im Wellenkanal für unterschiedliche Bauwerksgeometrien durchgeführt und durch theoretische Untersuchungen ergänzt.

Es wurden neue empirische und semi-empirische Ansätze zur Berechnung des wellen- und wellenüberlaufinduzierten Auftriebs unter pulsierender und Druckschlagbelastung und ein Näherungsverfahren zur Berechnung der Auftriebskraft als Funktion der Wellenüberlaufrate entwickelt.

Wave induced Uplift for Vertical Breakwaters including wave overtopping and wave impacts

Abstract

Caisson breakwaters are primarily used to protect harbour basins against sea waves. Besides they are also increasingly designed as multi-purpose structures so that they have to fulfill primarily more requirements resulting in different geometries. The existing wave load formulae do not account in detail for the geometry of the monolithic structure and the rubble foundation, and for the effect of breaking wave impacts and wave overtopping on the wave-induced uplift pressure and their distribution in both time and space

In this study, systematic small scale experiments have been performed in a wave flume for different caisson geometries together with theoretical investigations.

New empirical and semi-empirical formulae have been developed to calculate wave induced uplift forces for pulsating and wave impact loading. In addition, an approach to determine the uplift forces as a function of wave overtopping discharge is given.

Inhaltsverzeichnis

1. Einleitung	1
1.1 Veranlassung	1
1.2 Zielsetzung und methodisches Vorgehen	3
2. Maßgebende hydrodynamische Prozesse und Wissensstand	5
2.1 Begriffsbestimmung und relevante Prozesse für den welleninduzierten Auftrieb	5
2.1.1 Einführung	5
2.1.2 Relevante Prozesse für den welleninduzierten Auftrieb	6
2.1.2.1 Brechvorgang und Brechertypen	6
2.1.2.2 Druckentwicklung an Front- und Unterseite	7
2.1.2.3 Bauwerksbewegungen	8
2.1.2.4 Wellenüberlauf	9
2.2 Wissensstand zum welleninduzierten Auftrieb	11
2.2.1 Verfahren zur Berechnung des welleninduzierten Auftriebs	11
2.2.2 Einfluß der Geometrie und der hydraulischen Eigenschaften des Bauwerks auf den welleninduzierten Auftrieb	19
2.2.2.1 Überblick	19
2.2.2.2 Einfluß der Geometrie des monolithischen Bauwerks auf den welleninduzierten Auftrieb	19
2.2.2.2.1 Frontgeometrie im Querschnitt	21
2.2.2.2.2 Frontgeometrie im Grundriß	22
2.2.2.3 Einfluß der geometrischen und hydraulischen Eigenschaften der Berme / des Unterbaus	23
2.2.2.3.1 Einführung	23
2.2.2.3.2 Geometrie der Berme und des Unterbaus	23
2.2.2.3.3 Hydraulische Eigenschaften der Berme / des Unterbaus	25
2.2.3 Bewertung bisheriger Verfahren zur Ermittlung des welleninduzierten Auftriebs	26
2.2.4 Stand der numerischen Modellierung zur Ermittlung des welleninduzierten Auftriebs	29
2.3 Wissensstand zum Einfluß des Wellenüberlaufs auf die Bauwerksbelastung	30
2.3.1 Bestimmung der Wellenüberlaufmenge	31
2.3.2 Einfluß des Wellenüberlaufs auf die Bauwerksbelastung	32
2.3.3 Bewertung des Wissensstandes zum Einfluß des Wellenüberlaufs auf den Auftrieb	36
2.4 Präzisierung der Zielsetzung und Methodik, Abgrenzung der Thematik	37
2.4.1 Abgrenzung der Thematik	37
2.4.2 Präzisierung der Zielsetzung und Methodik	39
3 Experimentelle Untersuchungen	41
3.1 Untersuchte Bauwerksgeometrien	41
3.2 Modellaufbau	43
3.2.1 Estrichböschung	43
3.2.2 Sandwanne	43
3.2.3 Geschütteter Unterbau	45
3.2.4 Deckschicht	45
3.2.5 Caisson	45

3.3 Meßtechnik und Meßwerterfassung	46
3.4 Versuchsprogramm und -durchführung	46
4 Analyse und Diskussion der experimentellen Ergebnisse	54
4.1 Wellen- und Reflexionsanalyse	56
4.1.1 Wellenparameter am Bauwerksfuß	56
4.1.2 Wellenbrechen	58
4.1.3 Wellenreflexion	61
4.1.3.1 Anmerkungen zur Wellenreflexion	61
4.1.3.2 Auswahl eines Nichtlinearitätsparameters zur Beschreibung der Wellenreflexion	65
4.1.3.3 Einfluß des Brechertyps auf die Wellenreflexion	68
4.1.3.4 Einfluß der Bauwerksgeometrie auf die Wellenreflexion	69
4.1.4 Zusammenfassung und Bewertung der Ergebnisse	72
4.2 Welleninduzierter Auftrieb	75
4.2.1 Präzisierung der Untersuchungen zum welleninduzierten Auftrieb	75
4.2.2 Prozeßbetrachtung der räumlichen und zeitlichen Entwicklung der Auftriebsbelastung für verschiedene Lastfälle	82
4.2.2.1 Caissonbauwerk mit Unterbau	83
4.2.2.2 Caissonbauwerk ohne Unterbau	89
4.2.2.3 Schlußfolgerungen	91
4.2.3 Bestimmung des Druckes $p_{u,0}$ an der seewärtigen Kante der Bauwerkssohle	93
4.2.3.1 Anmerkungen zur Bestimmung des Druckes $p_{u,0}$	93
4.2.3.2 Einfluß des Brechertyps auf den Druck $p_{u,0}$ für die Standardgeometrie	94
4.2.3.3 Einfluß der Bauwerksgeometrie auf den Druck $p_{u,0}$	98
4.2.4 Theoretische Beschreibung des welleninduzierten Auftriebs für nicht brechende Wellen	104
4.2.5 Theoretische Beschreibung des welleninduzierten Auftriebs für brechende Wellen und Druckschläge	116
4.2.6 Anmerkungen zu den Maßstabeffekten	120
4.2.7 Zusammenfassung und Bewertung der Ergebnisse	122
4.3 Wellenüberlaufinduzierter Auftrieb	124
4.3.1 Einführung	124
4.3.2 Phänomenologische Beschreibung des wellenüberlaufinduzierten Auftriebs	124
4.3.3 Ermittlung der wellenüberlaufinduzierten Auftriebskraft	129
4.3.4 Einfluß des Wellenüberlaufs auf die welleninduzierte Auftriebskraft	138
4.3.5 Bewertung der Ergebnisse	140
5 Zusammenfassung und Ausblick	142
5.1 Zusammenfassung	142
5.2 Empfehlungen für weitere Untersuchungen	144
6 Schrifttum	146
7 Symbolverzeichnis	154

1. Einleitung

1.1 Veranlassung

Die Hauptaufgabe von Wellenbrechern ist es, ihren hinteren Bereich vor angreifenden Wellenkräften zu schützen und somit die erforderliche Wellenruhe z.B. in einem Hafenbecken zu gewährleisten. Darüber hinaus dienen sie heutzutage aber auch zunehmend in Form von Mehrzweckanlagen z.B. als Träger von Anlagen für Wellenenergieerzeugung, Freizeitgestaltung, etc.. Um diesen Anforderungen gerecht zu werden, gibt es eine Vielfalt von Wellenbrechertypen: vertikal zusammengesetzte (monolithische Struktur u. geschütteter Unterbau; Abb. 1.1 a-e), horizontal zusammengesetzte (zusätzliche Dämpfungsschicht vor dem monolithischen Bauwerk; Abb. 1.1 f) und geschüttete Wellenbrecher (Abb. 1.1 g). Gegenstand dieser Arbeit sind nur die vertikal zusammengesetzten Wellenbrecher mit senkrechter, teilweise geneigter und vollständig geneigter Front (Abb. 1.1a,b,c).

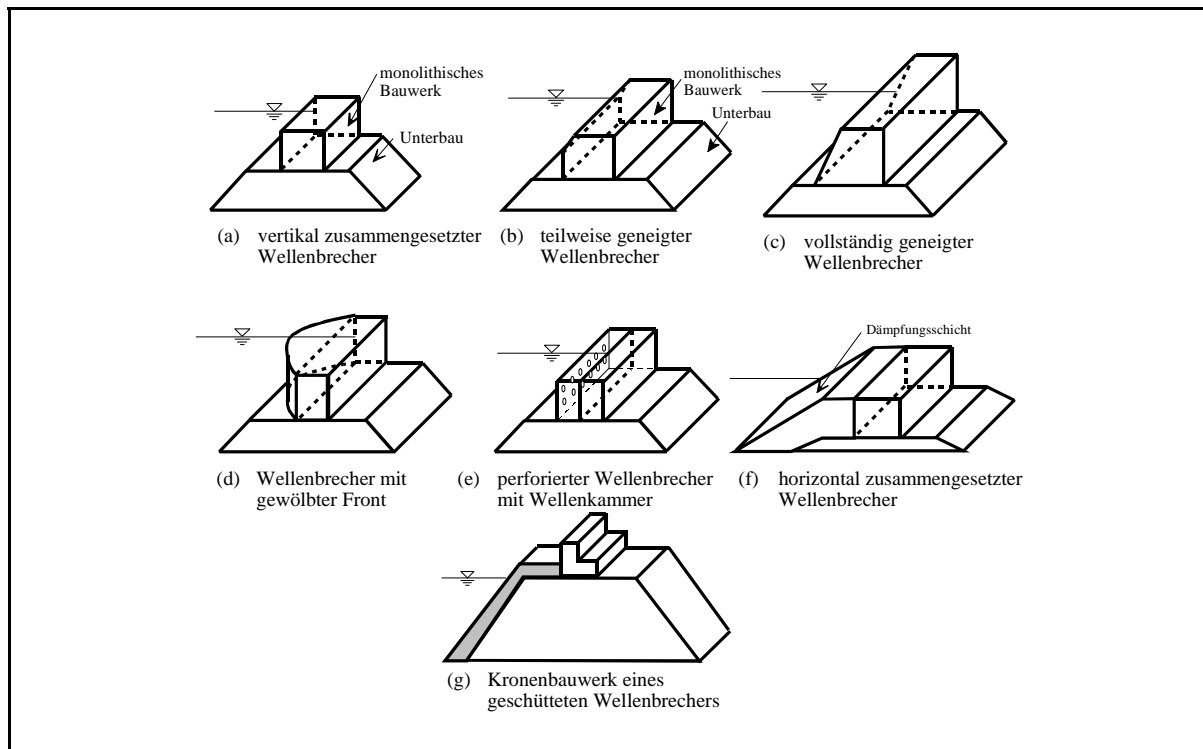


Abb. 1.1: Verschiedene Formen monolithischer Küstenschutzbauwerke (schematisch)

Der Seegang stellt im allgemeinen die maßgebende Belastung für das Bauwerk dar. Dadurch treten hohe Wellendrucke nicht nur an der Bauwerksfront, sondern auch an dessen Unterseite auf, die als welleninduzierter Auftrieb bezeichnet werden. Dieser welleninduzierte Auftrieb stellt den Schwerpunkt dieser Arbeit dar.

Frühere Untersuchungen zum welleninduzierten Auftrieb wurden überwiegend an Standardkonfigurationen ohne Wellenüberlauf durchgeführt (s. Abb. 1.2a). Entsprechend berücksichtigen die vorhandenen Verfahren zur Bestimmung des welleninduzierten Auftriebs die unterschiedlichen Geometrien nicht ausreichend. Außerdem kann gezeigt werden, daß in den bisherigen Untersuchungen die Auswirkungen

- der Geometrie des monolithischen Bauwerks und der Berme
- des Wellenüberlaufs
- des Druckschlages

auf die Größe, Verteilung und Entwicklung des welleninduzierten Auftriebs sowohl zeitlich als auch räumlich nicht bzw. nicht ausreichend berücksichtigt werden (Abb. 1.2b).

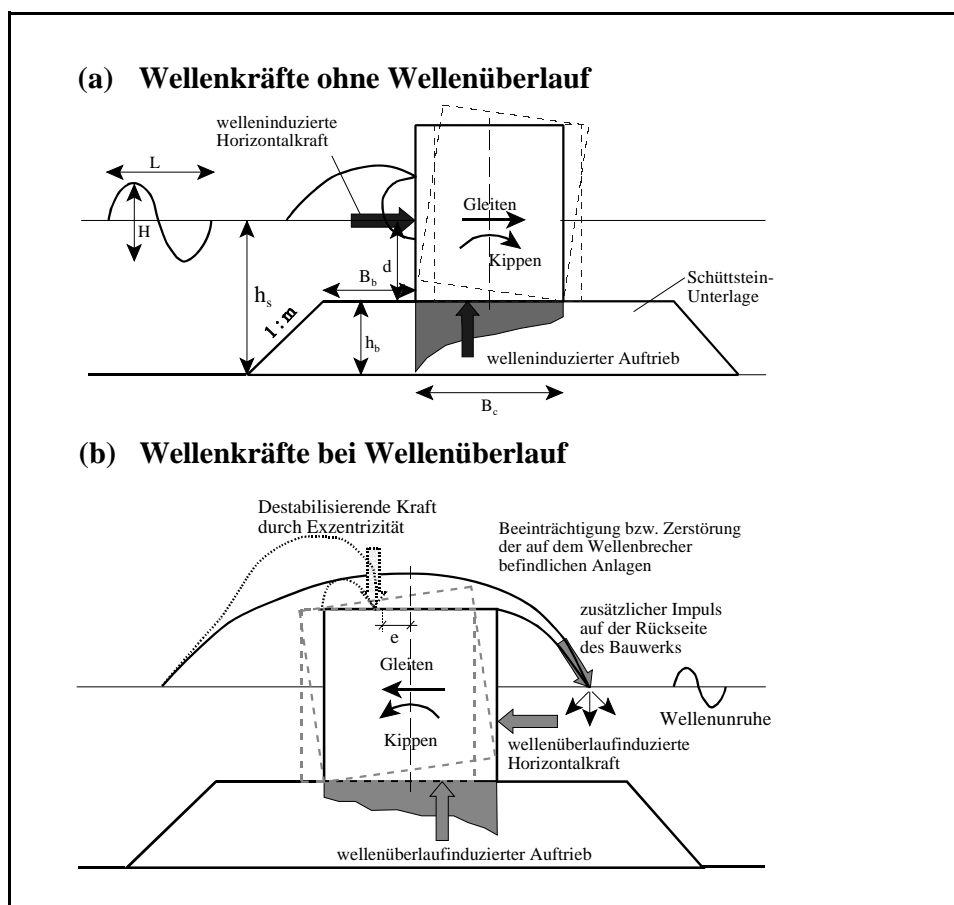


Abb. 1.2: Wirkende Kräfte und deren Auswirkungen bei Wellenangriff ohne Wellenüberlauf (a) und mit Wellenüberlauf (b)

Für eine sichere Bemessung ist es aber notwendig, die zu erwartenden Druckverteilungen am geplanten Bauwerk in Abhängigkeit der zu erwartenden Seegangssparameter und der daraus resultierenden Belastung (Kräfte und Momente) *auch unter Berücksichtigung des Wellenüberlaufs und der Druckschlagbedingungen* ermitteln zu können. Dies ist auch deswegen erforder-

lich, weil der welleninduzierte Auftrieb maßgeblich am Versagen eines Caissonwellenbrechers beteiligt ist.

Es gibt verschiedene Mechanismen, die zum Versagen eines Wellenbrechers führen können (*Oumeraci (1994a)*). Diese lassen sich in lokale und globale Versagensformen unterteilen.

Zu den globalen Mechanismen zählen (i) Gleiten, (ii) Kippen, (iii) Versagen der Schüttsteinunterlage, (iv) Versagen des Bodens (Gleitflächen, Setzungen, u.s.w.) und (v) Zerstörung der monolithischen Struktur (massivbaulich: Risse, Abbrüche, Korrosion, u.s.w.).

Zu den lokalen Versagensformen werden (i) Erosion unter Bauwerksecken, (ii) "Ermüdung" unter Bauwerksecken und (iii) Fußerosion und Auskolkung gerechnet.

Nicht bei allen aufgezählten Versagensmechanismen spielt der Auftrieb eine entscheidende Rolle. Bei Gleiten und Kippen ist der Einfluss des Auftriebs offensichtlich, beim Versagen des Unterbaus ist der Einfluss des Auftriebs schon schwieriger zu erfassen und beim strukturellen Versagen weniger bedeutend. Eine umfassende Zusammenstellung der Versagensmechanismen ist in *Oumeraci und Schüttrumpf (2001)* gegeben.

1.2 Zielsetzung und methodisches Vorgehen

Für die Überprüfung der Standsicherheit eines monolithischen Küstenschutzbauwerkes ist die Ermittlung aller angreifenden Kräfte erforderlich. Hierzu gehören:

- (a) das Eigengewicht des Bauwerks
- (b) die hydrostatischen Druckkräfte auf Front-, Rück- und Unterseite des Bauwerks
- (c) die welleninduzierten Kräfte auf Front-, Rück-, Ober- und Unterseite des Bauwerks.

Während das Eigengewicht und die hydrostatischen Druckkräfte einfach zu bestimmen sind, setzt die Bestimmung der welleninduzierten Kräfte die Kenntnis der angreifenden Wellen, des Brechverhaltens, der Wellenüberlaufbedingungen und der räumlichen und zeitlichen Entwicklung der welleninduzierten Druckspannung voraus. Insbesondere die Druckentwicklung an der Unterseite des monolithischen Bauwerks, d.h. der welleninduzierte Auftrieb, ist aufgrund der zahlreichen geometrischen, hydrodynamischen und bodenmechanischen Randbedingungen immer noch mit zahlreichen Unsicherheiten behaftet und soll im Rahmen der vorliegenden Arbeit genauer bestimmt werden. Hierzu müssen zuerst die hydraulischen Prozesse beim welleninduzierten Auftrieb sowie beim Wellenüberlauf beschrieben werden (Abb. 1.3). Daraus können dann die charakteristischen Parameter identifiziert werden, die experimentell zu bestimmen sind. Vorher soll jedoch das vorhandene Schrifttum analysiert und kritisch diskutiert werden, um die Zielsetzung, Vorgehensweise und Methodik weiter zu präzisieren.

Die eigentliche Aufgabe besteht dann darin, durch theoretische und experimentelle Untersuchungen einen Berechnungsansatz für den welleninduzierten Auftrieb zu entwickeln, der auch den Wellenüberlauf und den Druckschlag berücksichtigt. Hierfür ist die Durchführung neuer hydraulischer Modellversuche erforderlich, um bestehende Datensätze groß- bzw. kleinmaßstäblicher Modellversuche sinnvoll zu ergänzen. Daher wird hier wie folgt vorgegangen:

- In *Kapitel 2* wird der vorhandene Wissenstand zum welleninduzierten Auftrieb und zum Wellenüberlauf zusammengestellt und kritisch diskutiert. Auf dieser Grundlage werden dann Vorgehensweise und Methodik weiter präzisiert.
- In *Kapitel 3* werden die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Modellversuche beschrieben.
- *Kapitel 4* stellt den Schwerpunkt der vorliegenden Arbeit dar. Aufbauend auf einer Dimensionsanalyse werden die Modellversuche hinsichtlich des welleninduzierten Auftriebs und des Wellenüberlaufs ausgewertet und um theoretische Betrachtungen ergänzt. Als Ergebnis wird ein theoretischer Ansatz zur Druckausbreitung des welleninduzierten Auftriebs entwickelt und durch die experimentellen Daten überprüft.
- In *Kapitel 5* wird die vorliegende Arbeit zusammengefasst und ein Ausblick auf künftige Forschungsaspekte gegeben.

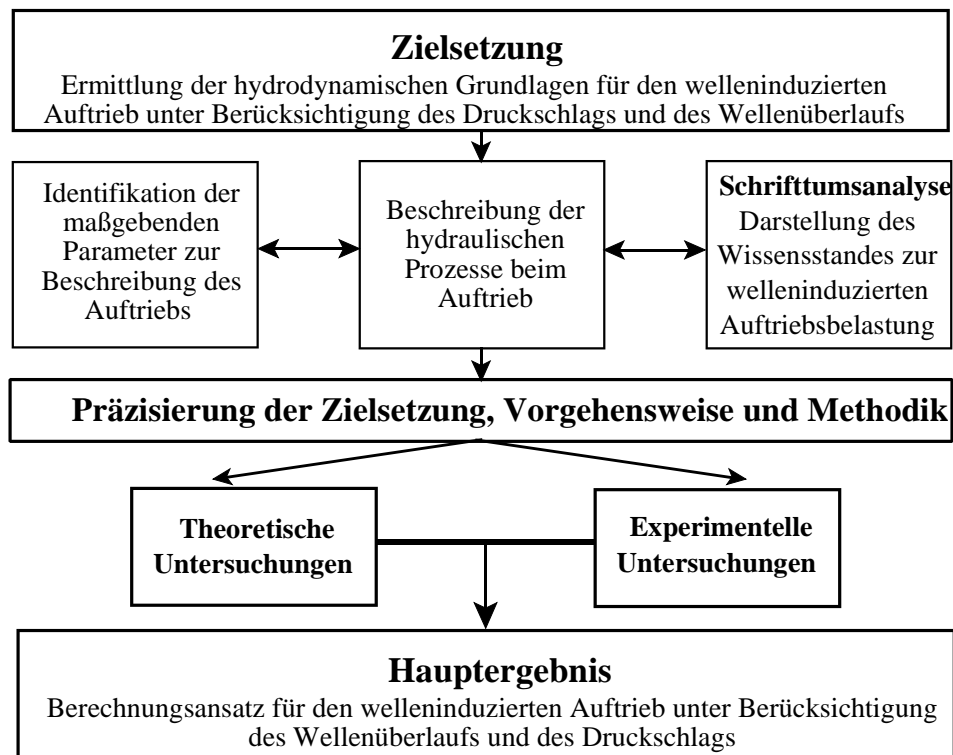


Abb. 1.3: Methodisches Vorgehen und Ablauf der Arbeit

2. Maßgebende hydrodynamische Prozesse und Wissensstand

2.1 Begriffsbestimmung und relevante Prozesse für den welleninduzierten Auftrieb

2.1.1 Einführung

In Abb. 2.1 ist ein vertikal zusammengesetzter Wellenbrecher schematisch dargestellt, und einzelne Bezeichnungen, die im Folgenden häufig gebraucht werden, sind definiert.

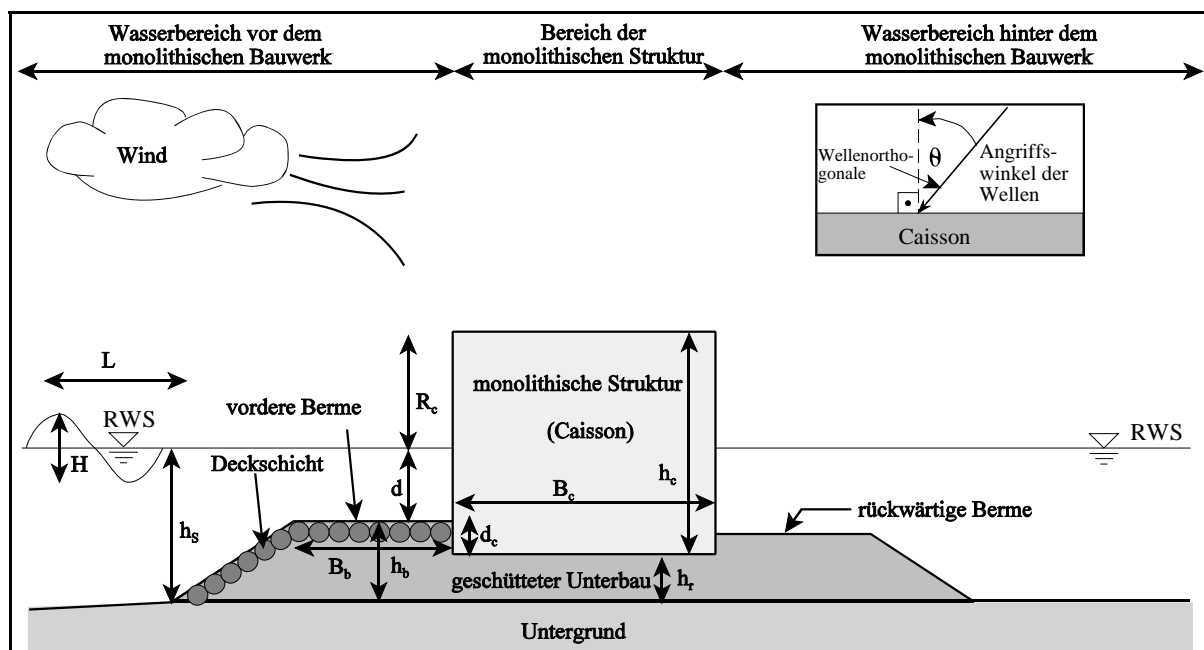


Abb. 2.1: Vertikal zusammengesetzter Wellenbrecher (Definitionsskizze)

Zunächst sollen die verschiedenen für den Auftrieb relevanten Prozesse sowie weitere notwendige Begriffe kurz beschrieben bzw. definiert werden (Abb. 2.2). Dies sind im einzelnen:

- die Wellentransformation vor dem Bauwerk, insbesondere das Wellenbrechen (Abb. 2.2a) (Kapitel 2.1.2.1)
- das Auftreffen der Welle am Bauwerk, insbesondere die Druckausbreitung an der Front- und Unterseite (Abb. 2.2b) (Kapitel 2.1.2.2)
- die Bewegung des Bauwerks (Abb. 2.2c) (Kapitel 2.1.2.3)
- der Wellenüberlauf (Abb. 2.2d) (Kapitel 2.1.2.4)

Die angesprochenen Prozesse werden in den folgenden Abschnitten näher erläutert.

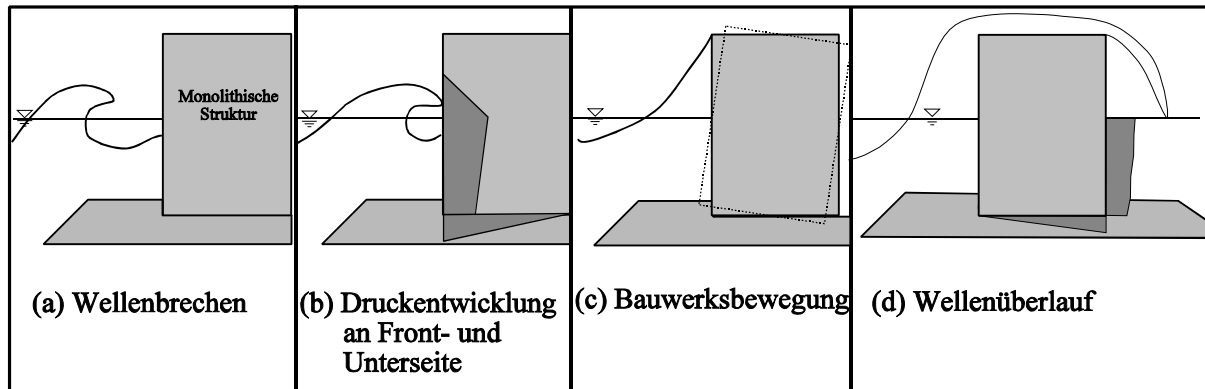


Abb. 2.2: Relevante Prozesse für den welleninduzierten Auftrieb (Prinzipskizze)

2.1.2 Relevante Prozesse für den welleninduzierten Auftrieb

2.1.2.1 Brechvorgang und Brechertypen

Laufen Wellen auf einen Wellenbrecher zu, so tritt aufgrund der abnehmenden Wassertiefe spätestens bei Erreichen der Berme und unter dem Einfluss der von dem Bauwerk reflektierten Welle eine Wellentransformation (Abb. 2.2 a) auf. Die auf das Bauwerk treffenden Wellen können unterschiedliche Erscheinungsbilder aufweisen, von der nicht brechenden über die brechende bis zur gebrochenen Welle. *Oumeraci und Kortenhaus* (1997) haben verschiedene Brechertypen am Bauwerk identifiziert, von denen die vier Brechertypen in Abb. 2.3 dargestellt sind, die im Rahmen der experimentellen Untersuchungen dieser Arbeit beobachtet wurden. Eine Einteilung in Brechertypen ist erforderlich, weil unterschiedliche Brechertypen auch unterschiedliche Belastungen, d.h. verschiedene Druckverteilungen (Form der Druckfigur an der Bauwerksfront und -unterseite, ggf. auch an der Rückseite und am Deckel) und Druckentwicklungen (zeitliche Veränderung der Druckspannungsfigur), hervorrufen (Abb. 2.3).

Eine Einteilung in Brechertypen ist somit sowohl hinsichtlich der Größe des Auftriebsdruckes als auch hinsichtlich seiner Dauer erforderlich. Daher wird im weiteren Verlauf dieser Arbeit immer wieder auf die Brechertypen in Abb. 2.3 zurückgegriffen.

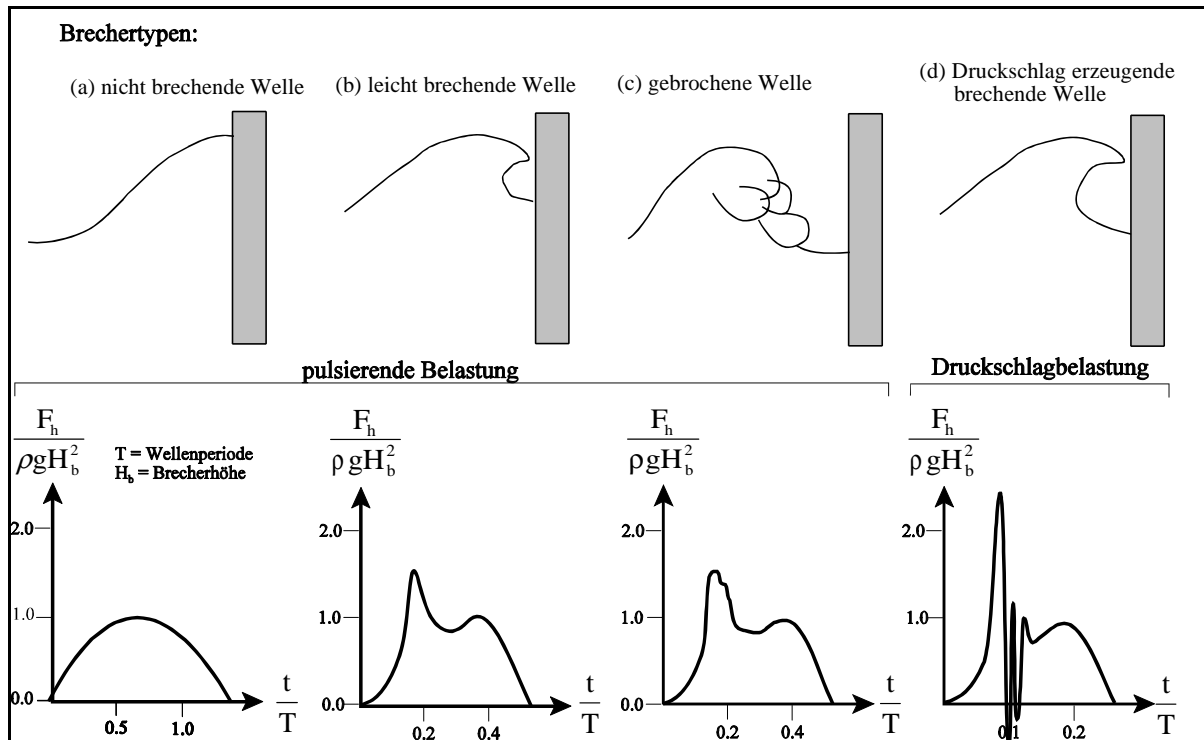


Abb. 2.3: Beobachtete Brechertypen und entsprechende Horizontalkräfte bei der Durchführung der eigenen Modellexperimente im Wellenkanal des LWI, schematisch (nach Oumeraci et al (2001))

2.1.2.2 Druckentwicklung an Front- und Unterseite

Trifft eine Welle auf einen zusammengesetzten Wellenbrecher, so ändern sich die Druckverhältnisse in dem Wasserkörper und am bzw. im Unterbau. Unter einer fortschreitenden Welle setzt sich die Druckverteilung aus einem hydrostatischen und einem dynamischen Druckanteil zusammen.

Der hydrostatische Druckanteil ist leicht zu bestimmen, erhebliche Schwierigkeiten bereitet jedoch die Berechnung des dynamischen Druckspannungsanteils. Trifft eine Welle auf einen Wellenbrecher, wird es u.a. aus folgenden Gründen schwierig, den an dem Bauwerk wirksam werdenden Druck zu berechnen:

- **Wellenbrechen:** die Bemessungswelle ist in den meisten Fällen eine brechende Welle, aber die Wellentheorien können das Wellenbrechen nicht beschreiben.
- **Unterbau:** zusammengesetzte Wellenbrecher verfügen über einen geschütteten Unterbau, durch den die Wellenbelastung verstärkt werden kann und so im ungünstigsten Fall sogar zur Druckschlagbelastung führen kann.
- **Wellenüberlauf:** durch Wellenüberlauf wird die Belastung reduziert oder u.U. sogar erhöht.

Das erklärt, warum die welleninduzierte Belastung an einem senkrechten Wellenbrecher bislang nur durch Modellexperimente bzw. über empirische Formeln zuverlässig ermittelt werden kann.

(a) Belastung der Bauwerksfront

Trifft eine Welle auf einen Wellenbrecher, so wird zuerst die Bauwerksfront belastet. Druckhöhe und Druckdauer sind im wesentlichen vom Brechertyp (Abb. 2.3), den maßgebenden Parametern der angreifenden Welle und den geometrischen Eigenschaften des Bauwerks abhängig. Die Belastung der Bauwerksfront stellt aber auch die primäre Bauwerksbelastung durch die einlaufende Welle dar. Zeitlich versetzt folgen die Bauwerksbelastungen von der Unterseite, der Oberseite und der Rückseite des Bauwerks, die im folgenden beschrieben werden.

(b) Druckentwicklung an der Unterseite

Ist der Unterbau durchlässig, so kann sich der Druck über die mit Wasser gefüllten Poren in den Unterbau hinein ausbreiten und am Bauwerk als dynamischer Auftrieb wirksam werden. *De Groot* (1998) unterscheidet bei dieser Druckveränderung im Unterbau zwischen einem direkten und einem indirekten Entstehungsmechanismus. Die direkte Komponente der Druckveränderung entsteht durch die Ausbreitung der sich verändernden Druckverhältnisse im Wasserkörper vor dem Bauwerk. Die indirekte Komponente entsteht durch Bewegungen des Bauwerks, die ihrerseits durch die welleninduzierte Horizontalkraft, den Auftrieb und die Eigenschaften des Caissons bestimmt werden. Eine genaue Lösung kann nur durch Berücksichtigung der Kopplung zwischen Wellenbelastung und Reaktion des Bauwerks erzielt werden (Wellen-Struktur-Interaktionsproblem).

Die Druckausbreitung wird durch folgende Parameter des Unterbaus beeinflusst: Größe, Gestalt (Querschnitt, Rauheit, Oberflächenbeschaffenheit), Ausrichtung hinsichtlich der Strömungsrichtung und Größenverhältnisse der Steine sowie die Porosität des gesamten Unterbaus.

2.1.2.3 Bauwerksbewegungen

Es können zwei grundsätzliche Bewegungsformen unterschieden werden: eine horizontale Gleitbewegung und eine rotierende Kippbewegung (Abb. 2.4a). Der Auftrieb ist an beiden Prozessen beteiligt, beim Kippen als mobilisierendes Moment und beim Gleiten als destabilisierende Kraft. Weiter sind die Bauwerksbewegungen hinsichtlich ihrer Dauer in permanente und oszillierende Verschiebungen (Abb. 2.4 b) einzuteilen (*Klammer et al.* (1994))

Durch die Bauwerksbewegung wird aber auch die Auftriebsentwicklung beeinflusst: durch eine Kippbewegung entsteht eine Lücke, der Auftriebsdruck nimmt ab, Wasser fließt mit einer relativ

hohen Geschwindigkeit in diese Lücke (Sogwirkung) und erhöht somit die Erosionsgefahr des Unterbaus. Dieses Phänomen wurde jedoch nur bei starken Druckschlägen beobachtet, und sollte nicht als typisch, jedoch möglicherweise - aufgrund des Erosionspotentials - als gefährlich angesehen werden (*Kortenhaus al (1994)*). Durch das Zurückfallen des Bauwerks, wird wiederum Druck im Unterbau erzeugt.

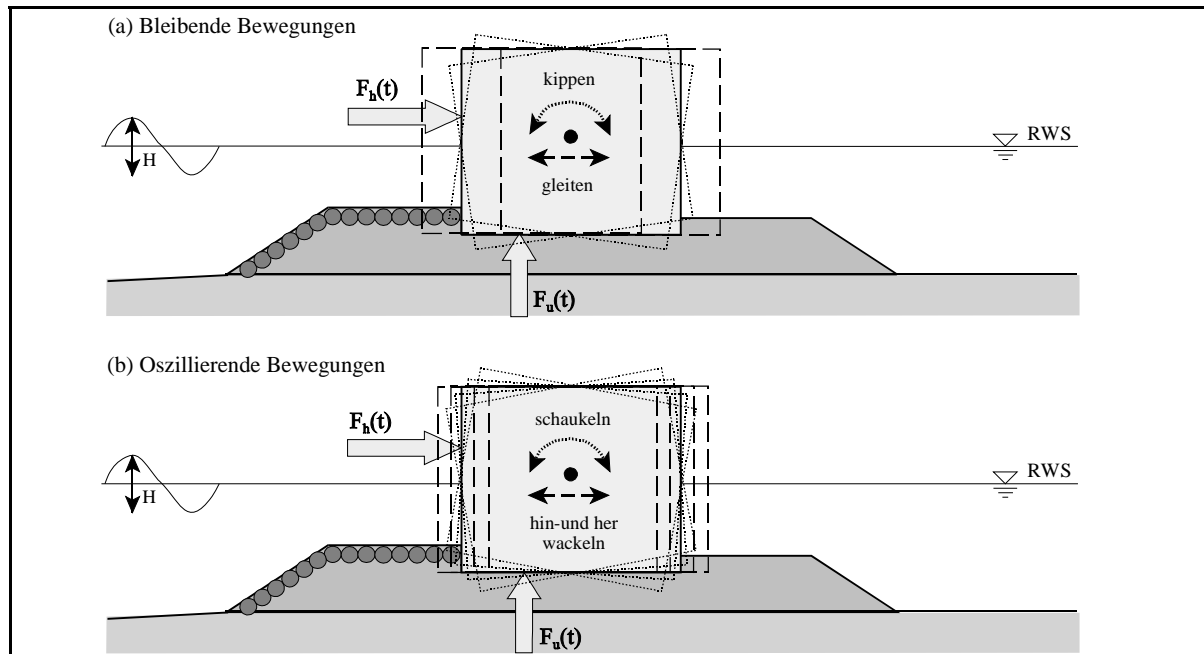


Abb.2.4: Bewegungen eines Caisson-Wellenbrechers bei Wellenbelastung

2.1.2.4 Wellenüberlauf

Ein weiterer wichtiger Prozeß ist der Wellenüberlauf (Abb. 2.2 d). Wasser läuft über den Wellenbrecher und die eigentliche Hauptaufgabe, den rückwärtigen Bereich vor Wellenangriff zu schützen und eventuelle sekundäre Funktionen des Wellenbrechers, wie z.B. die Lagerhaltung, werden je nach Menge des Überlaufs nur noch teilweise oder nicht mehr erfüllt.

Wellenüberlauf gehört zu den wichtigsten hydraulischen Phänomenen an einem Wellenbrecher, da hierdurch die Funktionalität des Bauwerks stark beeinflusst wird (*Franco et al. (1994)*). Auch die meisten Schäden traten bei Wellenüberlauf auf (*Oumeraci (1994 b)*). Trotzdem sind die Wirkungsmechanismen, d.h. die Auswirkungen auf die welleninduzierten Kräfte, Druckverteilungen und die Gesamtstabilität noch nicht ausreichend geklärt (*Schüttrumpf et al. (1998)*).

Wellenüberlauf an einem Caisson kann die folgenden Auswirkungen auf die Belastung eines Wellenbrechers haben (Abb. 2.5):

- (a) Wellenüberlauf reduziert die auf den Caisson wirkenden welleninduzierten mobilisierenden Drücke im Vergleich zu einem Caisson unter ähnlichen Bedingungen, bei dem kein Wellenüberlauf stattfindet. Diese Reduktion beruht zum einen auf der Verminderung der Belastungshöhe (direkte Reduktion), zum anderen auf der Verminderung der Reflexion der Wellenenergie (indirekte Reduktion).
- (b) Während des Überlaufens wirkt eine Kraft von oben auf das Bauwerk, die entweder stabilisierend wirkt, oder -bei entsprechender Exzentrizität- mobilisierend (Abb. 2.5 b).
- (c) Wellenüberlauf verursacht eine Belastung von der Bauwerksrückseite (Walkden *et al.* (1998, 2001)): durch den auf den rückwärtigen Wasserkörper auftreffenden Überlaufstrahl und das zwischen ihm und der Bauwerksrückwand eingeschlossene "Luftkissen". Dadurch kommt es auch zu einer Auftriebsbelastung mit einem Druckmaximum auf der Leeseite des Caissons, dem sogenannten **wellenüberlaufinduzierten Auftrieb** (Abb. 2.5 c).

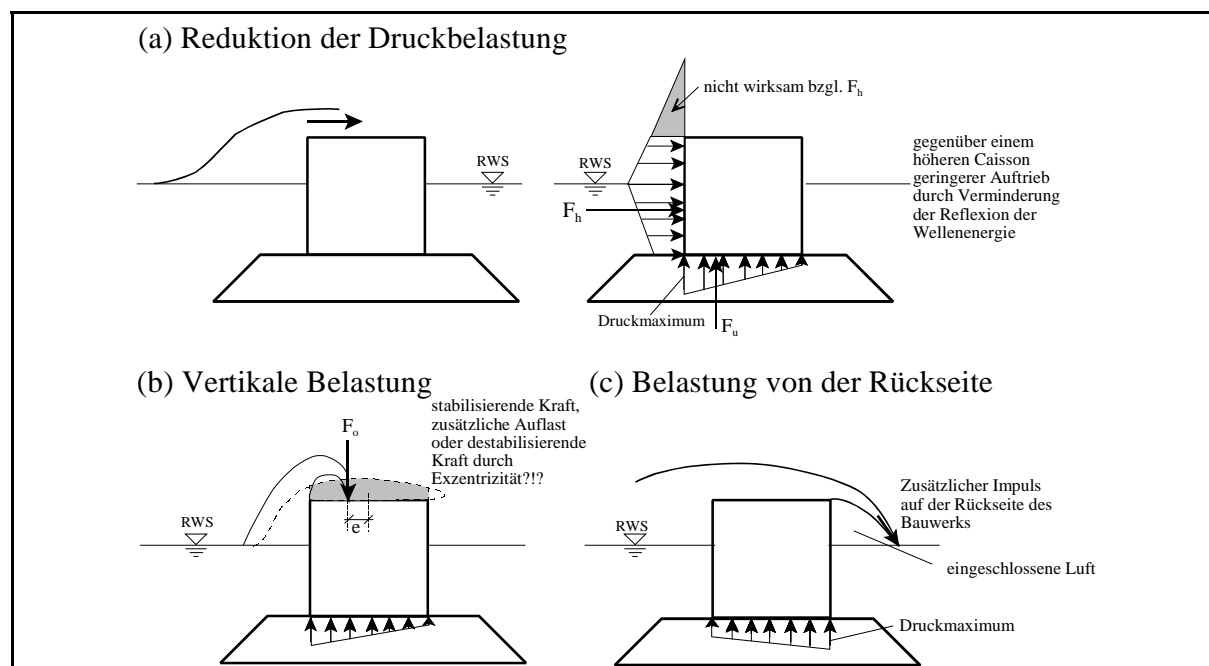


Abb. 2.5: Auswirkungen des Wellenüberlaufs auf die am Bauwerk wirkenden Kräfte (Prinzipskizze)

2.2 Wissensstand zum welleninduzierten Auftrieb

2.2.1 Verfahren zur Berechnung des welleninduzierten Auftriebs

Die wichtigsten vorliegenden Berechnungsansätze sind in Tab. 2.1 tabellarisch zusammengefasst und werden im Folgenden in chronologischer Reihenfolge dargestellt und kritisch diskutiert.

(a) Verfahren nach Kamel und Dick

Kamel (1968) erweiterte das Verfahren von *Sainflou* (1928) zur Berechnung der Belastung senkrechter Bauwerke durch stehende Wellen für teilweise reflektierte Wellen. *Dick* (1968) verwendete im Rahmen einer Untersuchung an einem Unterwasserwellenbrecher auch mit brechenden Wellen eine entsprechende Druckverteilung nach *Kamel*. Die Auftriebsdruckverteilung unter dem Bauwerk wird dabei dreiecksförmig angenommen (Abb. 2.6). Das Maximum wird an der seewärtigen Bauwerksecke angesetzt und entspricht dem welleninduzierten horizontalen Druck an der Bauwerksecke. Von diesem Maximum aus nimmt die Druckverteilung linear bis auf Null an der rückwärtigen Bauwerksecke ab.

Ein Vergleich der berechneten Werte für den welleninduzierten Auftrieb mit den theoretisch ermittelten zeigte jedoch, dass die gemessenen Werte bis um den Faktor 2 größer waren. *Dick* (1968) führt dieses auf eine Mauer auf dem Bauwerk zurück, welche die der linearen Wellentheorie zugrunde liegenden Verhältnisse ändert und hält selbst die Ergebnisse aufgrund der speziellen Bauwerksgeometrie nicht für übertragbar.

(b) Verfahren nach Ito

Ito (1971) entwickelte für die Ingenieurpraxis eine empirische Methode zur Berechnung des welleninduzierten Druckes an einem Wellenbrecher, die sowohl die Horizontalkraft als auch den welleninduzierten Auftrieb berücksichtigt. Das Verfahren wird sowohl für nicht brechende als auch für leicht brechende Wellen als anwendbar angegeben (Abb. 2.7).

Die horizontale Druckverteilung an der Vorderseite des Bauwerks wird gleichmäßig über die Höhe ($d + 1,25 H$) und die vertikale Druckverteilung unter dem Bauwerk dreiecksförmig angenommen. Der Druck an der seewärtigen Ecke der monolithischen Struktur wird in horizontaler und vertikaler Richtung gleich groß angesetzt. Der welleninduzierte Auftrieb hat hier seinen maximalen Druck und nimmt von dort linear bis zu einem Druck von Null an der landseitigen Ecke ab (Abb. 2.7).

Den Bereich von kleineren relativen Wellenhöhen H_{\max}/d ordnet *Ito* den nicht brechenden Wellen (Clapotis) zu, den Bereich von größeren H_{\max}/d den brechenden Wellen, wobei er darauf hinweist, dass $H_{\max}/d = 1$ nichtzwangsläufig die Grenze zwischen nicht brechenden und brechenden Wellen darstellt.

Tab. 2.1: Übersicht der vorhandenen Ansätze für die Berechnung des welleninduzierten Auftriebs

	Verfasser	Belastung	Bauwerkstyp	Anwendungsbereich				berücksichtigte Einfluss-Parameter								
				Lastfälle				Bauwerk		Seegang						
				SW	SB	IM	BW	h'	B _c	θ _w	H _{max}	h _s	d	L	Wellenphase	α'
(a)	Kamel(1968), Dick (1968)	statisch	senkrechter Wellenbrecher mit Krone unter Wasser	X	-	-	-	-	X	-	H _(Kamel)	X	-	X	-	-
(b)	Ito (1971)		zusammengesetzter senkrechter Wellenbrecher	X	X	-	-	-	X	-	H _{max(Ito)}	-	X	-	-	-
(c)	Goda (1974)		zusammengesetzter senkrechter Wellenbrecher	X	X	-	X	X	X	X	H _{max(Goda)}	X	X	X	-	-
(d)	Takahashi (1994)		zusammengesetzter senkrechter Wellenbrecher	X	X	X	X	X	X	X	H _{max(Goda)}	X	X	X	-	-
(e)	Takahashi (1996)		perforierter Wellenbrecher	X	X	X	X	X	X	X	H _{max(Goda)}	X	X	X	X	-
(f)	Takahashi (1996)		geneigter Wellenbrecher	X	X	X	X	X	X	X	H _{max(Goda)}	X	X	X	-	X
(g)	Oumeraci et al. (2001)	dynamisch	zusammengesetzter senkrechter Wellenbrecher	-	-	X	-	X	X	X	H _{bc(Calabrese)}	X	X	X	-	-

θ _w	=	Wellenangriffswinkel [°]	α'	=	Neigungswinkel der Wand zur Lotrechten [°]
H _{max()}	=	für das Bemessungsverfahren von dem jeweiligen Autor angesetzte maximale Wellenhöhe [m]	h'	=	Eintauchtiefe des Bauwerks [m]
d	=	Wassertiefe vor der Wand [m]	B _c	=	Bauwerksbreite [m]
h _s	=	Wassertiefe am Fuße des Unterbaus [m]	g	=	Erdbeschleunigung [m/s²]
L	=	Wellenlänge [m]	SW	=	quasi-stehende Wellen (quasi-standing wave)
ρ _w	=	Dichte des Wassers [kg/m³]	SB	=	leicht brechende Wellen (slightly breaking wave)
Wellenphase	=	Phase der Welle, die gerade auf das Bauwerk trifft, d.h.: Wellental, Wellenberg oder Zwischenformen [-]	IM	=	Druckschlagbelastung (impact loads)
			BW	=	gebrochene Welle (broken wave)

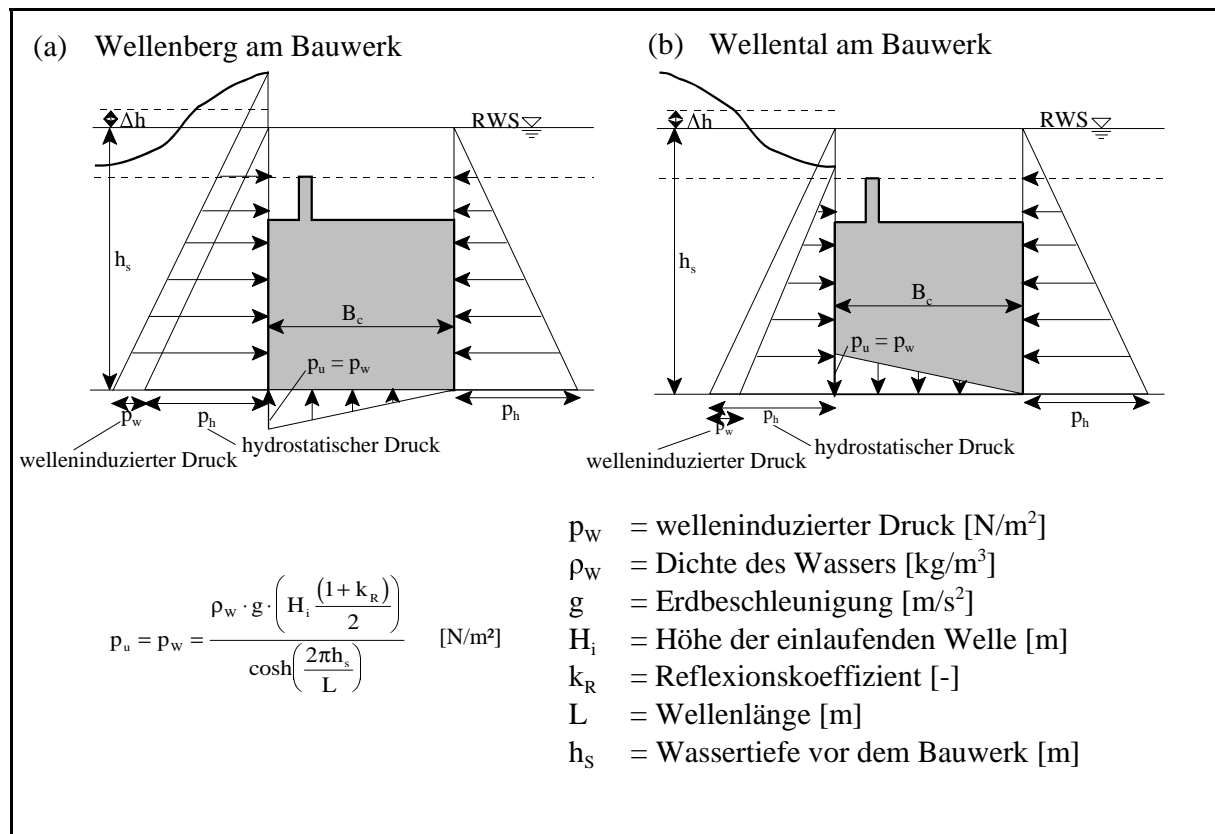


Abb. 2.6: Druckbelastung eines Unterwasserwellenbrechers durch nicht brechende Wellen nach *Dick* (1968)

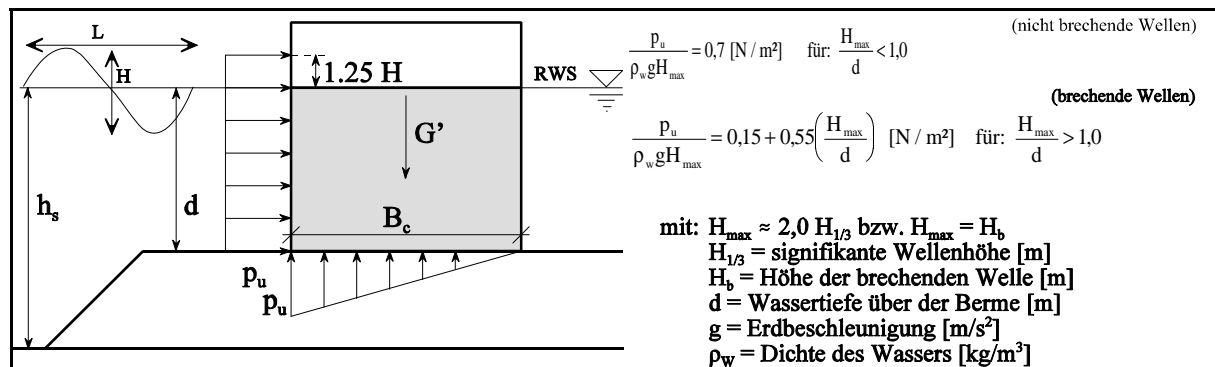


Abb.2.7: Druckverteilung an einem zusammengesetzten Wellenbrecher nach *Ito* (1971)

(c) Verfahren nach Goda

Goda (1974) entwickelte, basierend auf dem Ansatz von *Ito*, ein neues halb-empirisches Verfahren zur Berechnung des welleninduzierten Auftriebs. Das Verfahren, das von *Tanimoto* et al. (1976) modifiziert wurde, um den Einfluss des schrägen Wellenangriffs zu erfassen, hat sich heute weltweit als praktischer Berechnungsansatz durchgesetzt. Dieses Verfahren ist - wie auch das Verfahren von *Ito* - sowohl für leicht brechende als auch für nicht brechende Wellen anwendbar.

Der Auftrieb wird wie bei *Ito* als dreiecksförmige Verteilung angesetzt (Abb.2.8), jedoch ist der vertikale Druck p_u an der seewärtigen Bauwerkskante nicht wie bei *Ito* identisch mit dem dort angesetzten horizontalen Druck, sondern aufgrund experimenteller Messergebnisse geringer.

Goda hat bei Stabilitätsuntersuchungen bestehender Bauwerke festgestellt, dass eine Abminderung des vertikalen Druckes p_u gegenüber der Druckkomponente p_2 erforderlich ist (Abb. 2.8), da die Caissonwellenbrecher sonst eher gleiten müßten.

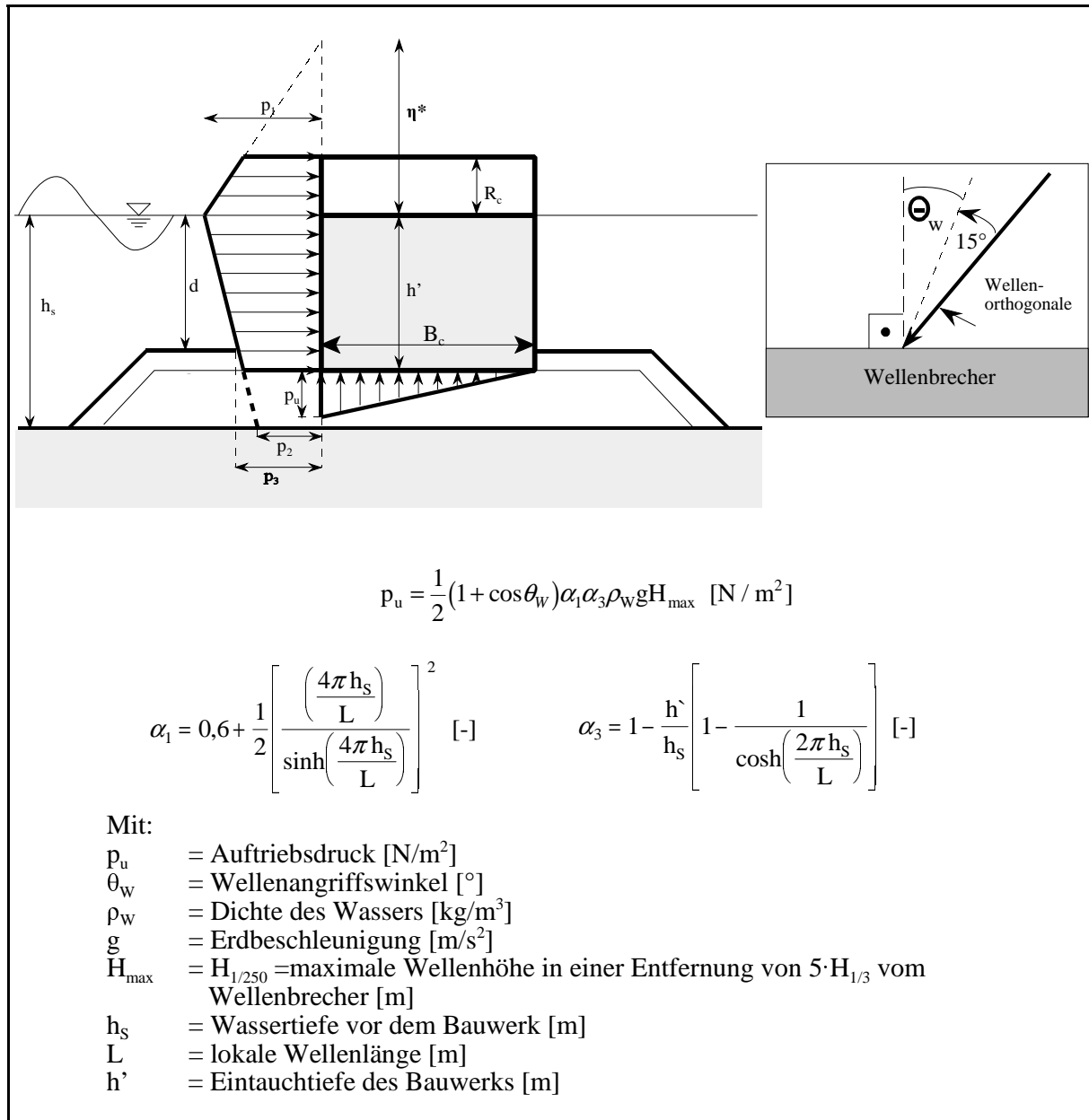


Abb. 2.8: Definitionsskizze zur Berechnung des welleninduzierten Druckes nach *Goda* (1985)

Die empirischen Koeffizienten α_1 und α_3 wurden auf der Grundlage experimenteller Daten und der Kalibrierung der neuen Formeln mit Naturbeobachtungen an Wellenbrechern, die beim Sturmseeangriff versagt und nicht versagt haben, entwickelt. Auf diese Weise wurden nicht nur die gemessenen Drücke und Kräfte, sondern implizit auch das Reaktionsverhalten realer Bauwerke mit einbezogen. Mit den Formeln werden also nicht nur Messergebnisse reproduziert, sondern darüber hinaus auch die effektive Belastung beschrieben.

Einen Einfluss der Berme auf das Brechverhalten hat *Goda* jedoch bewusst nicht berücksichtigt. Dies wird damit begründet, dass der hierdurch repräsentierte Anteil des Wellendrucks nur von

sehr kurzer Dauer ist und nicht nennenswert zum gesamten Auftrieb beiträgt. Neuere Untersuchungen haben jedoch gezeigt, dass Druckschläge als häufige oder sogar als die bedeutendste Schadensursache angesehen werden müssen (*Oumeraci 1992*). Eine detaillierte Diskussion erfolgt in Abschnitt 2.2.3.

Der Koeffizient α_1 ist ein empirischer Wert und gibt die Abhängigkeit des Wellendruckes von der Wellenperiode wieder (Abb.2.8). Mit zunehmender Wellenperiode steigt die Wellenlänge, damit der empirische Wert α_1 und somit der Druck p_u an.

Der Koeffizient α_3 basiert auf der vereinfachten Annahme, dass sich der welleninduzierte Druck an einer Wand zwischen dem Ruhewasserspiegel (p_1) und dem Bauwerksfuß (p_2) linear verändert.

Mit dieser Methode ist es nicht möglich, die Bauwerksgeometrie im Querschnitt und Grundriss bzw. den Bauwerkstyp (rechteckig, rund, senkrecht oder geneigt, undurchlässig oder perforiert) mit deren Auswirkungen sowie den Einfluss von Druckschlägen auf den welleninduzierten Auftrieb zu erfassen.

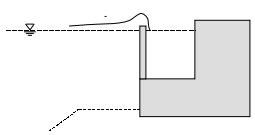
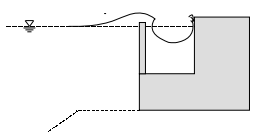
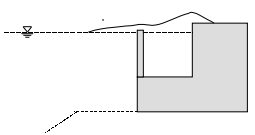
(d) Verfahren nach Takahashi

Takahashi (1996) erweiterte den Bemessungsansatz von *Goda*, indem er Korrekturfaktoren zur Berücksichtigung der Form des Bauwerks sowie der Druckschlagbelastung in das Verfahren einfügte. Anhand dieser Faktoren lassen sich die Porosität eines Wellenbrechers und die unterschiedlichen Belastungsphasen beim Auftreffen eines Wellenberges und Wellentales auf das Bauwerk berücksichtigen. In die Berechnung des Auftriebs geht nur ein Form-Faktor λ_3 (Tab 2.2) ein. Faktoren zur Erfassung des Druckschlages werden nur für den Druck an der Bauwerksfront berücksichtigt. Für den Formfaktor zur Berechnung des Auftriebs bei Druckschlagbelastung werden keine Werte angegeben, die die Größe des Auftriebmaximums bei senkrechten Wellenbrechern beeinflussen, sondern nur Abminderungsfaktoren für einen perforierten Wellenbrecher für den welleninduzierten Auftrieb während verschiedener Phasen eines auf das Bauwerk treffenden Wellenberges. Es wird also damit weniger der Einfluss der Form auf das Auftriebsmaximum $p_{u,max}$ als vielmehr die Dynamik des Vorgangs in der im folgenden dargestellten Gleichung ansatzweise berücksichtigt. Erreicht ein Wellental das Bauwerk, so werden negative Auftriebskräfte wirksam, die hier jedoch nicht weiter betrachtet werden sollen, da sie stabilisierend wirken.

$$p_{u,Takahashi} = \lambda_3 \cdot p_{u,Goda} \quad [N/m^2]$$

mit: λ_3 = Reduktionsfaktor, abhängig vom Bauwerkstyp und der Wellenphase [-]
(Tab. 2.2)

Tab.2.2: Werte für den Reduktionsfaktor λ_3 eines perforierten Wellenbrechers, in Abhängigkeit von der Wellenphase (nach *Takahashi* (1996))

Faktor	Wellenphase	Wellenberg: welleninduzierte Kraft an der Front erreicht Maximum	Wellenberg: welleninduzierte Kraft an der Rückwand erreicht ein nicht immer deutliches erstes Max.	Wellenberg: welleninduzierte Kraft an der Rückseite erreicht ein geringes zweites Maximum
				
Reduktionsfaktor für den Auftrieb λ_3		1	0,75	0,65

Für einen vollständig geneigten Wellenbrecher, d.h. ein Bauwerk mit einer vom Fuß bis zur Krone abgeschrägten Front (Abb. 2.9), gibt *Takahashi* (1996) einen von 1 abweichenden Wert für λ_3 an.

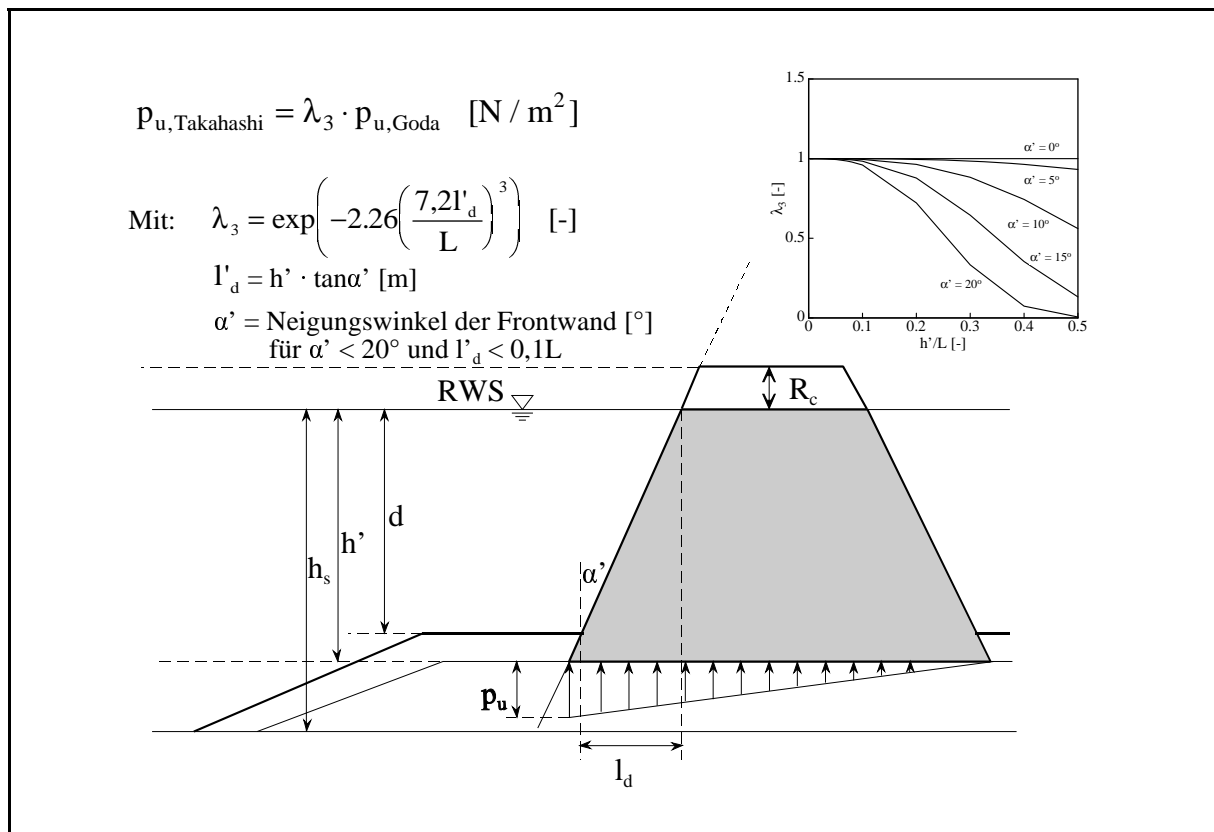


Abb. 2.9: Druckverteilung an einem trapezoidalen Caisson (n. *Tanimoto* in *Takahashi* (1996))

Je kleiner der Winkel α' und je größer die Wellenlänge L sind, desto größer ist λ_3 . Mit zunehmender Wandneigung und abnehmender Wellenlänge reduziert sich also der Auftrieb gegenüber der ursprünglichen *Goda*-Formel.

(e) Verfahren nach Canel

Canel (1994) hat ebenfalls die *Goda*-Formel für teilweise reflektierende monolithische Bauwerke angewendet: die Formeln wurden nicht verändert, sondern die in die Berechnung eingehende Wellenhöhe korrigiert, indem das Reflexionsverhalten des Bauwerks berücksichtigt wurde:

$$H_{\max} = H_{\text{Goda}} \left(\frac{1 + k_R}{2} \right) \quad [\text{m}]$$

mit: k_R = Reflexionskoeffizient [-]

Die auf diese Weise berechneten Werte für den Auftrieb sind generell höher als die experimentell ermittelten (bis zu 65 %). Die größten Abweichungen traten bei Versuchen mit unregelmäßigen Wellen auf (*Canel* (1994)).

(f) Verfahren nach Oumeraci und Kortenhaus

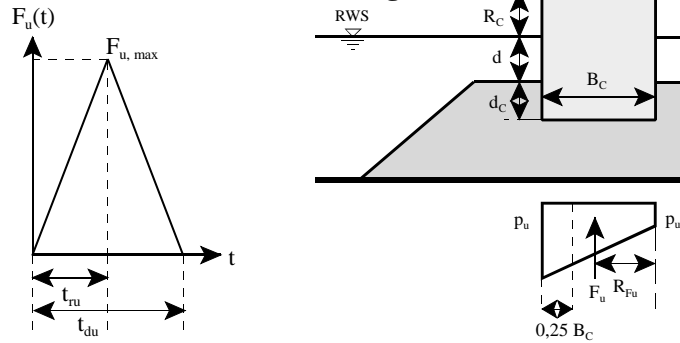
Oumeraci und Kortenhaus (1997) entwickelten einen statistischen Ansatz zur Berechnung des Auftriebs unter Druckschlagbedingungen für einen zusammengesetzten Wellenbrecher mit senkrechtem monolithischen Bauwerk. Hierfür wurden Datensätze aus 4 verschiedenen Versuchseinrichtungen europäischer Institute verwendet. Im Verlauf des PROVERBS-Projekts wurde dieser Ansatz weiterentwickelt und ist in *Oumeraci et al.* (2001) dargestellt. Für nicht brechende Wellen wird die Methode nach *Goda* empfohlen.

Für eine festzusetzende Unterschreitungswahrscheinlichkeit P kann die entsprechende relative Auftriebskraft $F_{u,\max}^*$ anhand der Formeln in Abb. 2.10 berechnet werden. Die Druckverteilung wird bei diesem Verfahren nicht wie bei *Goda* dreiecksförmig, sondern trapezoidal angesetzt, d.h. der Druck an der landseitigen Bauwerkskante wird nicht zu Null gesetzt (Abb. 2.10).

Außerdem wurde im Rahmen des PROVERBS-Projektes sowohl eine probabilistische als auch eine deterministische Variante entwickelt, die zeitliche Entwicklung des Auftriebs über die Anstiegszeit t_{rfu} und die Gesamtdauer des Druckschlags t_{du} zu berechnen. Auch diese Erweiterung ist in Abb. 2.10 dargestellt.

In der beschriebenen Methode wird keine Variation der Frontgeometrie und auch kein Wellenüberlauf berücksichtigt.

(a) zeitliche und räumliche Druckverteilung



(b) Ermittlung der relativen Auftriebskraft

$$F_{u,max}^* = \frac{\alpha}{\gamma} \left(1 - \left[-\ln P(F_{u,max}^*) \right] \right)^\gamma + \beta \quad [-]$$

Mit: $F_{u,max} = F_{u,max}^* \cdot \rho_W \cdot g \cdot H_b^2 \quad [N/m]$

$$H_b = L_{pi} \cdot \left[0,1025 + 0,0217 \cdot \left(\frac{1 - C_R}{1 + C_R} \right) \right] \cdot \tanh \left(2\pi k_b \frac{h_s}{L_{pi}} \right) \quad [m]$$

k_b = empirischer Faktor [-]

C_R = Reflexionskoeffizient [-]

L_{pi} = Wellenlänge in der Wassertiefe h_s für die Peakperiode T_p [m]

$P(F_{u,max}^*)$ = Unterschreitungswahrscheinlichkeit für Auftriebskräfte unter Druckschlagbedingungen [-]

α, β, γ = Parameter der statistischen Verteilungsfunktion

$\alpha = 2.17$ [-] ; $\beta = 4.384$ [-] ; $\gamma = -0.11$ [-]

(c) Ermittlung der Auftriebsdrücke

landseitige Bauwerkskante: $p_{u,r} = \rho_W \cdot g \cdot H_b \cdot \left(\frac{H_b}{h_s} - 0,1 \right) \quad [N/m^2]$

seewärtige Bauwerkskante: $p_u = \frac{2 \cdot F_{u,max}}{B_C} - p_{u,r} \quad [N/m^2]$

Hebelarm: $l_{Fu}(t) = \frac{B_C^2 \cdot (p_{u,r} + p_u)}{6 \cdot F_{u,max}} \quad [m]$

(d) Ermittlung der zeitlichen Druckentwicklung

(i) deterministisch

$$t_{rFu} = k_u \cdot 8,94 \sqrt{\frac{d_{eff}}{F_{u,max}^*}} \quad [s]$$

$$t_{du} = t_{ru} \cdot \left(2,0 + 8,0 \cdot \exp \left[-18 \cdot \frac{t_{ru}}{T_p} \right] \right) \quad [s]$$

(ii) probabilistisch

$$t_{rFu} = k' \cdot \sqrt{\frac{d_{eff}}{F_{u,max}^*}} \quad [s]$$

$$t_{du} = \frac{-c_u}{\ln(t_{ru})} \quad [s]$$

mit: $d_{eff} = d + B_{rel} \cdot m_{rel} \cdot (h_s - d) \quad [m]$; B_{rel} = relative Bermenbreite [-]

m_{rel} = relative Bermenneigung [-]; $k_u = 0.25$ [-]; $c_u = 1.88$ [-]; $k' = 0.16$ [-]

Abb. 2.10: Verfahren nach Kortenhaus u. Oumeraci (1997); Oumeraci et al. (2001)

2.2.2 Einfluss der Geometrie und der hydraulischen Eigenschaften des Bauwerks auf den welleninduzierten Auftrieb

2.2.2.1 Überblick

Die Form des Wellenbrechers wirkt sich auf die Größe, Verteilung und zeitliche Entwicklung der welleninduzierten horizontalen Kräfte und Auftriebskräfte in der folgenden Weise aus:

- Durch die Form der Berme, d.h. ihre Breite B_b und ihre Höhe h_b (Abb. 2.11) wird das Brechverhalten der Welle und somit die davon abhängigen an dem Wellenbrecher wirksam werdenden Kräfte beeinflusst.
- Die Form des monolithischen Bauwerks beeinflusst den Zeitpunkt der Krafteinwirkung und die Anteile der horizontalen und vertikalen Komponenten, die Größe der Angriffsfläche und darüber hinaus natürlich auch die Größe der wirkenden Kräfte
- Je höher die Unterbauhöhe h_r ist, desto größer ist die Auftriebskraft (*Allsop et al. 1996*)

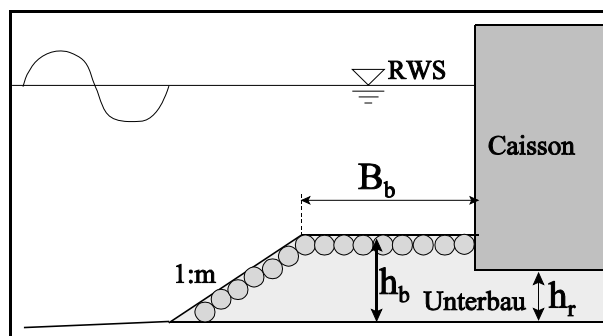


Abb. 2.11: Definition der Bermenparameter

Im folgenden soll der Einfluss der Wellenbrechergeometrie, d.h. die Form des monolithischen Bauwerks und des Unterbaus auf den welleninduzierten Auftrieb näher beschrieben werden.

2.2.2.2 Einfluss der Geometrie des monolithischen Bauwerks auf den welleninduzierten Auftrieb

Im folgenden soll der Einfluss der Frontgeometrie des monolithischen Bauwerks sowohl im Querschnitt als auch im Grundriss auf den welleninduzierten Auftrieb betrachtet werden. Eine Zusammenstellung der auftretenden Kräfte für die verschiedenen Geometrien ist in Tab. 2.3 dargestellt.

Tab. 2.3: Übersicht über welleninduzierte Kräfte auf die Bauwerksfront für verschiedene Bauwerksgeometrien

	Bauwerksgeometrie im Querschnitt			Bauwerksgeometrie im Grundriss	
	vertikal	teilweise geneigt	vollständig geneigt	eben	gewölbt
auf das mono-lithische Bauwerk wirkende Kräfte (Querschnitt)					
mobilisierend:	$F_h; F_u$	$F_{h1}; F_{h2}; F_{u1}$	$F_h; F_{u1}$	$F_h; F_u$	$F_h; F_u$
stabilisierend:	$G'; R$	$G'; R; F_{u2}$	$G'; R; F_{u2}$	$G'; R$	$G'; R$
zeitl. Auftreten von Druckschlägen an der Bauwerksfront					
Eintrittszeitpunkt der Druckschläge (qualitativ)	nahezu zeitgleich	gestaffelt	gestaffelt	nahezu zeitgleich	gestaffelt

2.2.2.2.1 Frontgeometrie im Querschnitt

(a) Vertikale Front

Dies ist die einfachste Bauwerksgeometrie, für die auch *Goda* seinen Bemessungsansatz entwickelte.

Trifft eine Welle auf das Bauwerk, so wirken auf das monolithische Bauwerk mobilisierend die Horizontalkraft und der Auftrieb und stabilisierend die Gewichtskraft und die Reibungskraft.

Erzeugt eine Welle bei dieser Frontgeometrie eine Druckschlagbelastung, so tritt sie an verschiedenen übereinander angeordneten Punkten etwa gleichzeitig auf. *Rundgren* (1958) hat den Zeitversatz bzw. die Geschwindigkeit, mit der sich der Druckschlag entlang der Wand bewegt, mit 100 m/s gemessen. *Schmidt et al.* (1992) stellten sogar Werte von 100 - 450 m/s fest. Es wirkt außer dem Eigengewicht G' und der Reibungskraft R keine weitere stabilisierende Komponente (Tab. 2.3).

(b) Teilweise geneigte Front

Durch eine vollständig oder teilweise geneigte Bauwerksfront wird die Druckschlagbelastung reduziert. Bei einem teilweise geneigten und gewölbten Wellenbrecher im Hafen von Hanstholm (Dänemark) wurde festgestellt, dass durch diese Bauweise das Kippmoment und die gesamten Horizontalkräfte gegenüber einem vollständig senkrechten Wellenbrecher um die Hälfte reduziert werden konnten (*Oumeraci und Partenscky* (1991)).

Bei einer vollständig oder teilweise geneigten Front wirkt auf diese sowohl eine welleninduzierte Horizontal- als auch Vertikalkraft. Die vertikale Komponente von oben wirkt stabilisierend. Ein weiterer für die Bauwerksstabilität günstiger Faktor ist der Zeitversatz, mit dem die Kräfte an dem vertikalen und geneigten Bauwerksteil wirksam werden (Tab. 2.3). Da auch dieser Zeitversatz zu einer Reduktion der maximalen Horizontalkraft führt und auch für den Auftrieb zu erwarten ist, ist ein neuer Bemessungsansatz für den Auftrieb notwendig, wobei auch die Reduktion des Gewichtes nicht außer acht gelassen werden darf. Die zur Zeit in Japan verwendete Bemessungsmethode für Wellenbrecher mit teilweise geneigter Bauwerksfront nach *Morihira und Kunita* (1979) (in *Takahashi* (1996)) verwendet für den Auftrieb jedoch die Formel nach *Goda*, die bereits beschrieben wurde.

Ein Caisson mit teilweise geneigter Front ist im Vergleich zu einem senkrechten Wellenbrecher stabiler, der Wellenüberlauf ist allerdings größer. Die Kronenhöhe einer teilweise geneigten Wand muß deshalb höher liegen als die einer senkrechten, um denselben Transmissionskoeffizienten zu haben.

(c) Vollständig geneigte Front

Bei einem Wellenbrecher mit vollständig geneigter Bauwerksfront beginnt die Neigung nicht erst auf der Höhe des Ruhewasserspiegels, sondern bereits am Bauwerksfuß. Die Widerstandskraft des Bauwerks gegen Wellen erhöht sich im Vergleich zu einem Wellenbrecher mit einer senkrechten oder teilweise geneigten Bauwerksfront weiter (*Takahashi (1996)*). Wie bereits bei der teilweise geneigten Bauwerksfront beschrieben, wirkt auch hier bedingt durch die Neigung eine reduzierte Horizontalkraft und eine dem Auftrieb entgegen gerichtete und somit stabilisierend wirkende Vertikalkraft (Tab. 2.3).

Eine Reduktion wie bei der Horizontalkraft ist auch bei der Auftriebskraft zu erwarten und sollte in einen zuverlässigen Bemessungsansatz ebenso wie die Gewichtsreduktion einbezogen werden. Der Transmissionskoeffizient steigt mit zunehmender Neigung und tieferem Ansatzpunkt der Neigung der Wand an.

2.2.2.2.2 Frontgeometrie im Grundriss

(a) Ebene Front

Bei einer herkömmlichen ebenen Bauwerksfront wirken die auftretenden Drücke - über ihre Wirkungsbreite betrachtet - zum gleichen Zeitpunkt. Der Druckschlag tritt also über die gesamte Bauwerksfront (bei kurzkämmigem Seegang in entsprechenden Teilabschnitten) zeitgleich und mit entsprechenden Gesamtkräften auf (Tab. 2.3).

Das Berechnungsverfahren nach *Goda* setzt die berechneten Druckverteilungen bzw. Kräfte für die gesamte Bauwerkslänge an, wobei weder eine von der ebenen abweichende Frontgeometrie im Grundriss noch die tatsächlich auftretende Wirkungsbreite der auftretenden Drücke berücksichtigt wird.

(b) Gewölbte Front

Wellenbrecher mit gewölbter Front sind nicht Gegenstand dieser Arbeit, jedoch soll der Vollständigkeit halber trotzdem kurz darauf eingegangen werden.

Bei einer im Grundriss gewölbten Bauwerksfront trifft die Welle nicht gleichzeitig auf die gesamte Breite der Front, sondern zeitlich etwas gestaffelt. Entsprechend treten die Druckmaxima auch nicht überall gleichzeitig auf. Wird die Gesamtkraft auf das Bauwerk zu jedem Zeitpunkt ermittelt, so ergibt sich für ein gewölbtes Bauwerk eine geringere welleninduzierte Belastung als bei einer ebenen Wand. Eine zeitliche Staffelung der Druckmaxima an verschiedenen Orten der Bauwerksfront ist auch beim Auftrieb zu erwarten, und sollte bei der Bemessung berücksichtigt werden.

2.2.2.3 Einfluß der geometrischen und hydraulischen Eigenschaften der Berme / des Unterbaus

2.2.2.3.1 Einführung

Die Berme und der Unterbau aus Steinschüttmaterial wirken sich in zweifacher Hinsicht auf den welleninduzierten Auftrieb aus: durch ihre Geometrie und durch die hydraulischen Eigenschaften des Schüttmaterials.

Die Geometrie der Berme bestimmt das Wellenprofil vor dem Bauwerk, das Brechverhalten der Wellen und dadurch die auf die Struktur ausgeübten Kräfte. Die Berme beeinflusst mit ihrer relativen Höhe vorwiegend das Brechverhalten der Wellen, d.h. ob und wie sie brechen, und über ihre mittlere relative Breite vorwiegend das Brechstadium, d.h. ob die Welle als brechende oder gebrochene Welle auf das Bauwerk trifft. Die im Rahmen des PROVERBS-Projekts verwendete "Parameter Map" ordnet anhand der relativen Bermenhöhe, -breite und Wellenhöhe, dem Bauwerk einen zu erwartenden Lastfall zu (Abb. 2.12) (*Oumeraci et al.*, 2001).

Die Durchlässigkeit des Schüttmaterials des Unterbaus wirkt sich auf die Druckverhältnisse im Unterbau aus. Der welleninduzierte Auftrieb ist hiervon unmittelbar abhängig: je geringer die Durchlässigkeit ist, desto mehr wird die Druckausbreitung gestört / behindert und desto geringer ist der Auftrieb. In Abb. 2.13 sind die einzelnen Parameter schematisch dargestellt.

2.2.2.3.2 Geometrie der Berme und des Unterbaus

In Laborversuchen von Hydraulic Research Wallingford (*Allsop et al.* (1996)) wurde ein Caissonmodell mit verschiedenen Unterbaugeometrien untersucht. Verändert wurden die Bermenbreite und -höhe vor dem Modellcaisson sowie dessen Sohlenhöhe.

Für nicht brechende Wellen stellten *Allsop et al.* (1996) einen Einfluss der Höhe des Unterbaus (=Mächtigkeit der Schüttsteinunterlage zwischen Caissonsohle und anstehendem Boden (Abb. 2.13a)) auf die Auftriebsgröße fest: je höher der Unterbau, desto größer der gemessene Auftrieb. Sobald jedoch durch brechende Wellen verursachte Druckschläge auftraten, konnte kein eindeutiger Einfluss mehr festgestellt werden.

Eine weitere Analyse der Versuchsdaten für brechende Wellen zeigte einen Einfluss der Bermenbreite (Abb. 2.13c) auf die Auftriebsgröße (*Löffler* (1996)), mit zunehmender Bermenbreite nimmt auch die Auftriebsgröße zu. Die Versuchsdaten beinhalten jedoch nur einen engen Bereich von relativen Bermenbreiten, die nach der im PROVERBS-Projekt verwendeten "Parameter Map" (Abb. 2.12) hauptsächlich als mittlere und vereinzelt als schmale Berme bezeichnet werden. Breite Bermen wurden im Rahmen dieser Testreihe nicht untersucht.

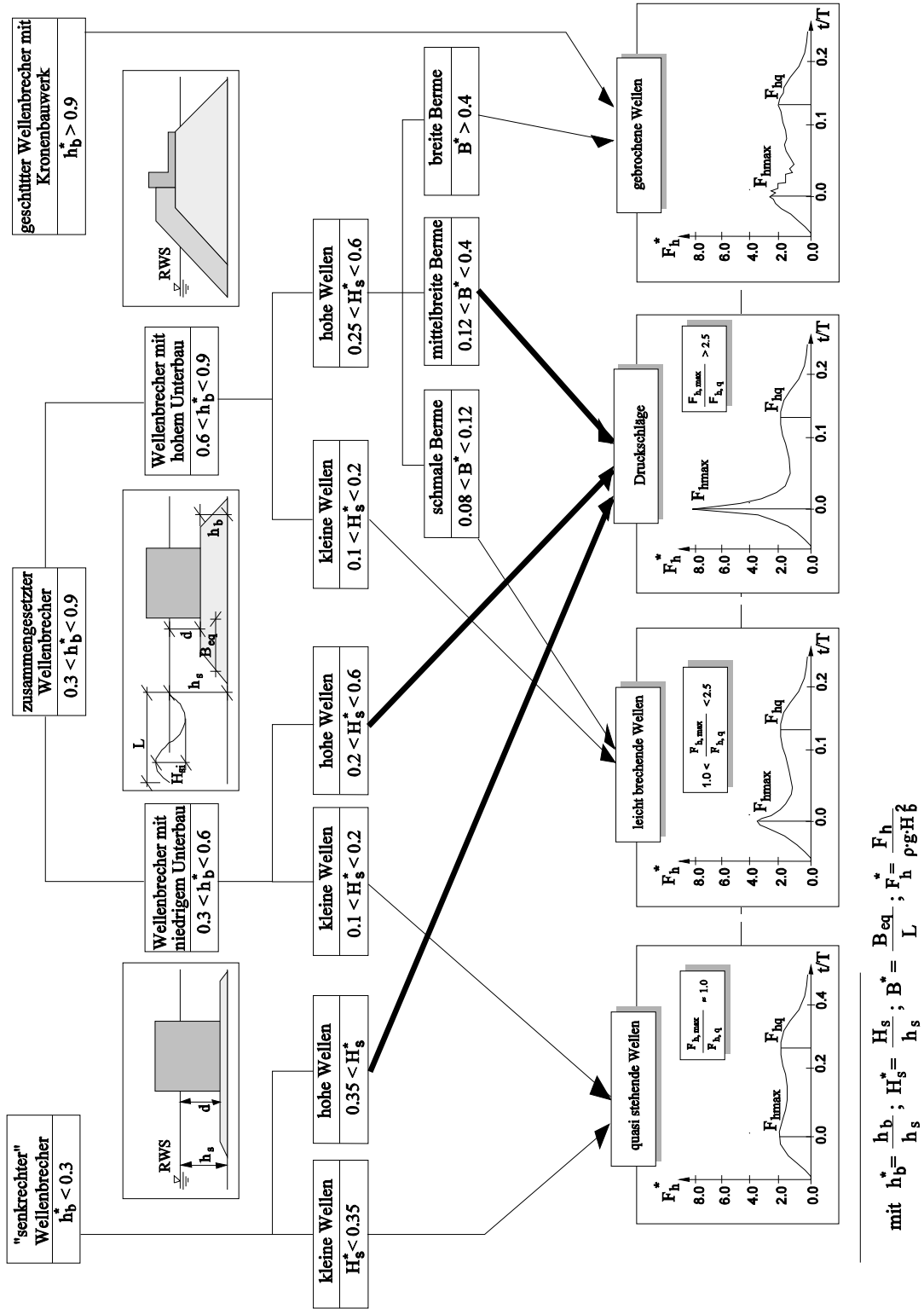


Abb. 2.12: „Parameter Map“ (Oumeraci et al. (2001))

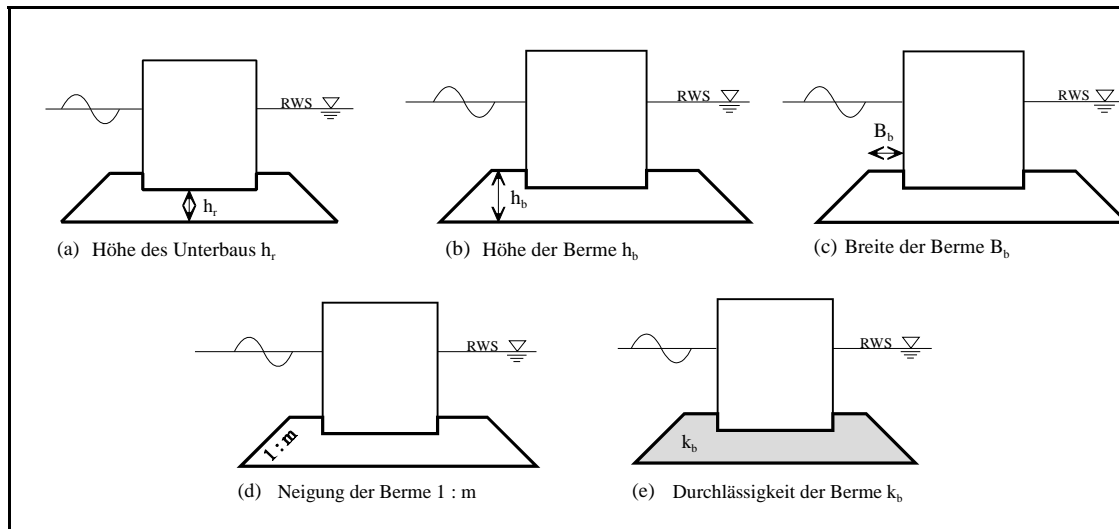


Abb. 2.13: Parameter der Berme bzw. des Unterbaus (Definitionsskizzen)

Ein Einfluß der Bermenhöhe (Abb. 2.13b) wurde sichtbar: Bei größerer Bermenhöhe traten größere Auftriebskräfte auf. Auch ein Einfluss der Unterbauhöhe (Abb. 2.13a) wurde festgestellt: bei einer größeren Unterbauhöhe traten größere Auftriebskräfte auf.

Der Neigungswinkel der Böschung (Abb. 2.13d) der vorgelagerten Berme wurde zwar in den Versuchen von *Allsop et al. (1996)* variiert, der Einfluss des Neigungswinkels auf den Auftrieb aber nicht analysiert. Nachteilig wirkte sich bei diesen Untersuchungen aus, dass jeweils nur wenige Versuche und somit Geometrievarianten zur Verfügung standen. Weitere Versuche und Analysen sind notwendig, um Berechnungsansätze für den welleninduzierten Auftrieb herleiten zu können.

2.2.2.3.3 Hydraulische Eigenschaften der Berme / des Unterbaus

Trifft eine Welle auf einen zusammengesetzten Wellenbrecher, so ändern sich die Druckverhältnisse in dem Wasserkörper und am bzw. im Unterbau. Die Auswirkungen auf den Unterbau hängen entscheidend von dessen Aufbau ab.

Besteht der Unterbau aus geschütteten Steinen, so kann sich der Druck über die mit Wasser gefüllten Poren in den Unterbau hinein ausbreiten. *De Groot (1998)* unterscheidet bei dieser Druckveränderung zwischen einem direkten und indirekten Entstehungsmechanismus. Die direkte Komponente der Druckänderung entsteht durch die Ausbreitung der sich verändernden Druckverhältnisse im Wasserkörper vor dem Bauwerk. Die indirekte Komponente entsteht durch Bewegungen des Bauwerks, die ihrerseits durch die welleninduzierte Horizontalkraft, den welleninduzierten Auftrieb und die Trägheit des Caissons verursacht werden.

Die Durchlässigkeit des Unterbaus (Abb. 2.13e), d.h. das Material, die Verdichtung und eine eventuelle Schichtung beeinflussen die Druckausbreitung im Unterbau. So hat beispielsweise *Fujii (1989)* Untersuchungen von Einrichtungen zur Auftriebsreduzierung (Schlitze, Löcher oder

Luftkammern in einem Caisson) durchgeführt. Dabei wurde auch ein sehr breiter Modell-Caisson ($B_c > 10h_s$) auf zwei verschiedenen Unterbaumaterialien untersucht. Ein Unterbau bestand aus Kies (Durchmesser 2-3 mm) und der andere aus Schotter (Durchmesser 10-15 mm). Bei gleichen Versuchsparametern unterschieden sich die Amplituden der gemessenen Drücke an der Modellunterseite nicht, jedoch trat bei dem feineren Material eine Phasenverschiebung auf, d.h. je weiter eine Druckmessdose in Fließrichtung hinten lag, desto später erreichte sie ihr Maximum. *Fujii* führt diese Phasenverschiebung auf den Strömungswiderstand des Materials zurück. Eine derartige Phasenverschiebung hat eine Reduktion der Auftriebskraft zur Folge.

Esaki (2004) untersuchte den Einfluß der Länge des Caissonfußes, der hydraulisch einer Abdichtung der Berme entspricht. Im Rahmen der untersuchten Parameter führte die zunehmende Länge des Bauwerksfußes, d.h. der zunehmende Abstand des Fußpunktes zur Bauwerkswand, zu einer Reduktion des Druckes am Fußpunkt.

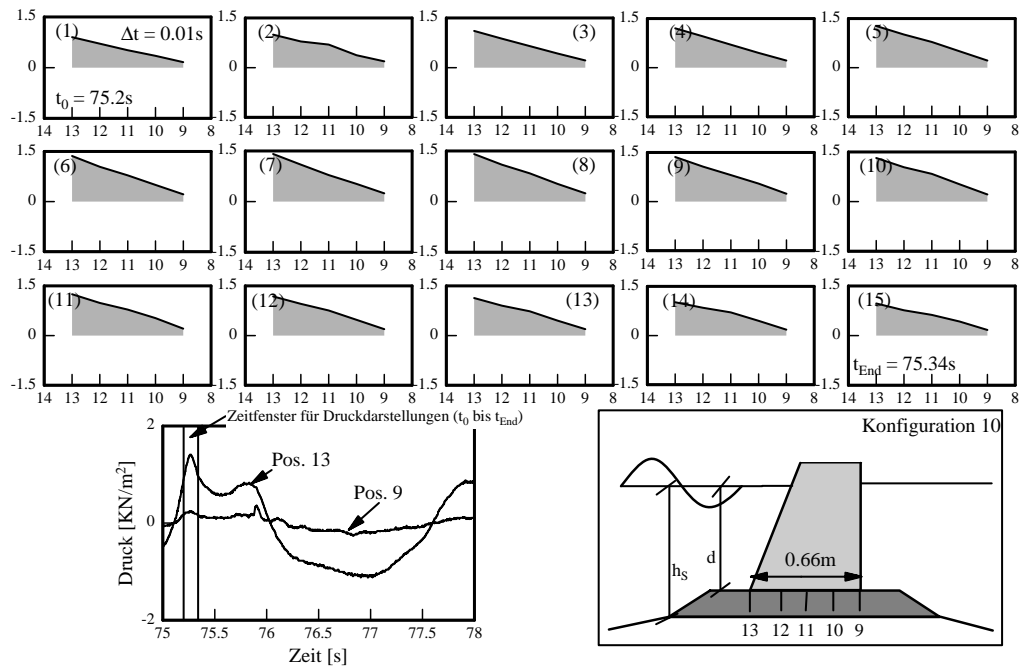
Marchi (1977) hat bei Naturmessungen im Hafen von Genua eine trapezoidale fast rechteckige Druckverteilung mit entsprechendem positiven Druck am landseitigen Bauwerksfuß festgestellt, die wahrscheinlich auf eine durch Ablagerung feiner Sedimente undurchlässige Bermenrückseite zurückzuführen ist. Bei Modellversuchen stellte *Marchi* (1975) fest, dass durch eine Sandauffüllung des rückwärtigen Bereiches des Wellenbrechers die Verteilung des Auftriebs beeinflusst wird: je höher die rückwärtige Sandauffüllung ist, desto geringer ist die Druckabnahme zum rückwärtigen Bauwerksfuß hin. Der von Null abweichende Druck am rückwärtigen Bauwerksfuß wurde auch bei Versuchen im Großen Wellenkanal (GWK, Hannover) festgestellt, bei denen die Bermenrückseite durchlässig, d.h. wie die Vorderseite aufgebaut und nicht zugesetzt war. Dies deutet auf einen Einfluss der Unterbauhöhe und des -aufbaus auf die Entwicklung des welleninduzierten Auftriebs hin.

2.2.3 Bewertung bisheriger Verfahren zur Ermittlung des welleninduzierten Auftriebs

Bisherige Datenanalysen von Versuchen aus dem Großen Wellenkanal (GWK; Hannover Marienwerder), einem kleineren Wellenkanal (WKS; Schneiderberg), einem Kanal von Hydraulic Research Wallingford und "Particle Image Velocimetry"-Versuchen an der Universität von Edinburgh haben gezeigt, dass verschiedene Brechertypen eine unterschiedliche Belastung des Bauwerks erzeugen (*Oumeraci und Kortenhaus* (1997)). Besonders deutlich wird dabei, dass nicht-brechende und brechende Wellen unterschiedliche Druckfiguren erzeugen, sowohl bei der Druckverteilung an der Frontwand des Caissons als auch beim Auftrieb. Der entscheidende Unterschied liegt in der Dynamik der Vorgänge: nicht-brechende Wellen erzeugen eine quasi-statische Belastung, die sich nur sehr langsam verändert (Abb.2.14a), brechende Wellen können dagegen einen Druckschlag an der senkrechten Wand erzeugen, also eine dynamische Belastung, die auch beim Auftrieb deutlich zu erkennen ist (Abb. 2.14 b). *Daraus folgt, daß das Brechverhalten bei der Bestimmung des welleninduzierten Auftriebs zu berücksichtigen ist.*

(a) Druckverteilung bei quasi-stehender Welle

Darstellung: $p \text{ [KN/m}^2\text{]} = f(\text{Position})$



(b) Druckverteilung bei brechender Welle (Druckschlagbelastung)

Darstellung: $p \text{ [KN/m}^2\text{]} = f(\text{Position})$

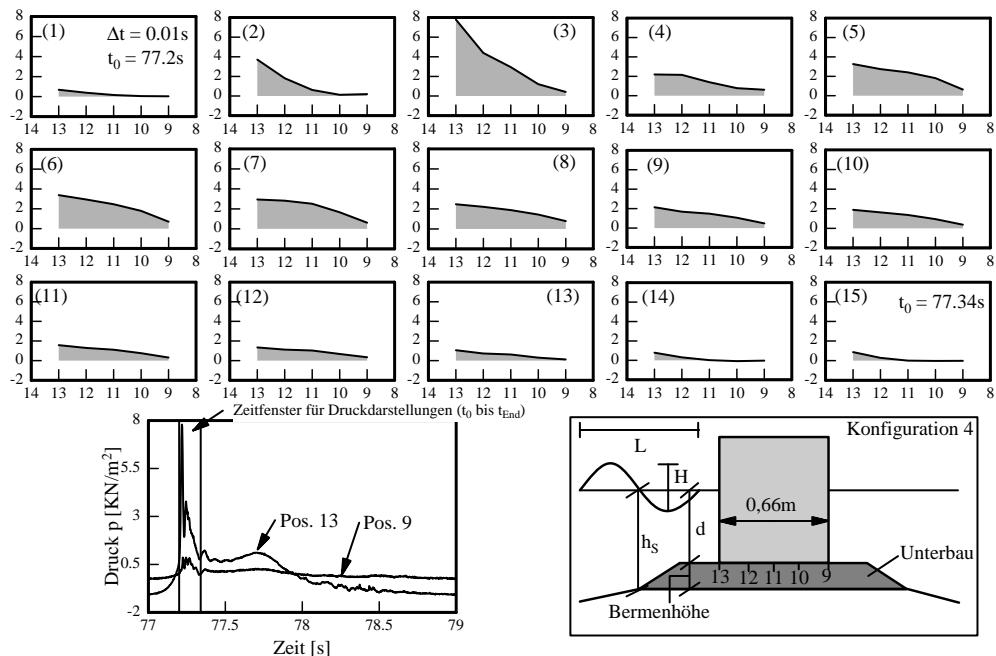


Abb. 2.14: Zeitliche Entwicklung der Druckverteilung bei verschiedenen Lastfällen: (a) quasi stehende Welle (b) brechende Welle

Die Ermittlung des Auftriebs nach *Goda* liefert für nicht brechende Wellen akzeptable Werte, bei brechenden Wellen überschreiten die Messwerte der Versuche aus dem GWK und von HR Wallingford die nach *Goda* errechneten Werte bis um den Faktor 3 (*Löffler*, 1996)). *Goda* hat in seinem Ansatz keine Druckschläge berücksichtigt, da ein senkrechter Wellenbrecher seiner Auffassung nach Druckschlägen nicht ausgesetzt werden sollte. Aufgrund der Unregelmäßigkeit und Kurzkämmigkeit des Seegangs sowie der Wellen-Wellen Interaktion während eines Sturmereignisses ist es aber nicht möglich, das Auftreten von Druckschlägen auch bei Tiefwasser ganz auszuschließen. Eine Bemessungsmethode muß diese Problematik ausreichend berücksichtigen, zumal Druckschläge als häufige oder sogar als die bedeutendste Schadensursache angesehen werden müssen (*Oumeraci* (1992); *Takahashi* (1996)). *Daraus folgt, daß die Berücksichtigung der Druckschlagbelastung bei der Ermittlung des Auftriebs nicht nur sinnvoll und wünschenswert, sondern dringend notwendig ist.*

Abgesehen von der Nicht-Berücksichtigung stark brechender Wellen bei der Bestimmung der Auftriebsgröße, ermöglicht die Methode nach *Goda* durch die konsequent angesetzte Dreiecksverteilung keine differenzierte Druckverteilungs- und damit Hebelarmbestimmung. Die Wirkungslinie der Auftriebskraft F_u wird als Folge der Dreiecksverteilung über die Bauwerksbreite B_c mit einem Abstand $l_{Fu} = 2/3 B_c$ zum hinteren Fußpunkt hin festgelegt.

Im Hinblick auf die Kippsicherheit liegt man damit jedoch nicht zwangsläufig auf der sicheren Seite, da bei Versuchsauswertungen durchaus andere Druckverteilungen gefunden wurden: trapezförmige, konvexe, konkave und rechteckige (Abb. 2.15).

Zwei Auftriebskräfte gleicher Größe können aufgrund ihrer unterschiedlichen Druckverteilung verschiedene Hebelarme besitzen und somit unterschiedliche Kippmomente erzeugen.

Eine Methode zur Berechnung des Auftriebs sollte also nicht nur die Größe der Gesamtkraft erfassen, sondern auch die Form der entsprechenden Druckverteilung. Die zur Zeit verwendeten Verfahren zur Bemessung des welleninduzierten Auftriebs sind die Methode nach *Goda* bzw. auf diesem Verfahren basierende Ansätze, die eine dreiecksförmige Druckverteilung ergeben. Diese Dreiecksverteilung weicht jedoch erheblich von den bereits angesprochenen Messergebnissen ab und unterliegt einer der Belastungsart entsprechenden Dynamik (Abb. 2.14). Die PROVERBS-Methode für den Auftrieb unter Druckschlagbedingungen gibt eine trapezoidale Verteilung vor. *Daraus folgt, daß die Druckspannungsfigur unter dem Caisson nicht vereinfachend als Dreiecks- oder Rechteckfigur anzunehmen, sondern als Funktion des Ortes und der Zeit zu beschreiben ist.*

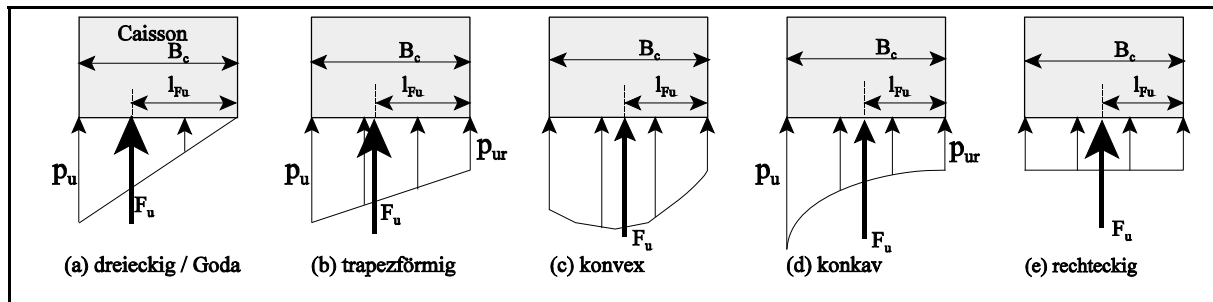


Abb. 2.15: Experimentell ermittelte Druckverteilungen bei der Auftriebsbelastung senkrechter Caisson-Wellenbrecher (schematisch)

Neben den Unsicherheiten bei der Bestimmung der relevanten Druckspannungsfiguren an der Unterseite eines Caissonwellenbrechers bestehen weitere Unsicherheiten beim Einfluss variabler Bauwerksgeometrien auf den welleninduzierten Auftrieb. So ist noch unzureichend geklärt, welchen Einfluss Variationen der Caisson-Geometrie (z.B. Neigung der Front) sowie der Bermengeometrie (Bermengeometrie, Bermbreite) auf die Horizontalkraft aber auch auf den welleninduzierten Auftrieb haben. Es liegen zwar erste experimentelle Untersuchungen vor, Berechnungsansätze stehen jedoch noch nicht zur Verfügung. Daher sind weitergehende Untersuchungen notwendig, um variable Bauwerksgeometrien in den Berechnungsansätzen zu berücksichtigen. Dies ist auch insofern erforderlich, da Variationen in der Bauwerksgeometrie einen Einfluss auf das Brechverhalten und den zeitlichen Ablauf der Belastung haben. *Daraus folgt, daß der Einfluss der Frontgeometrie auf den welleninduzierten Auftrieb zu bestimmen ist.*

2.2.4 Stand der numerischen Modellierung zur Ermittlung des welleninduzierten Auftriebs

Numerische Modelle bieten den Vorteil, dass eine Vielzahl von Parametervariationen möglich sind und Zeitabläufe komprimiert werden können. In kurzer Zeit können so große Datenmengen bewältigt bzw. erzeugt werden. Die Modellverfahren sind jedoch immer nur so präzise wie die ihnen zugrunde liegenden Theorien und Methoden. Erst wenn die theoretischen Grundlagen geschaffen und geeignete Methoden entwickelt sind, können darauf basierende leistungsfähige numerische Modellverfahren erzeugt, auf der Grundlage experimenteller Untersuchungen verifiziert und in der Praxis verwendet werden.

Die numerische Modellierung der Druckbelastung auf einen Caissonwellenbrecher inklusive der Druckausbreitung im Untergrund kann mit den bestehenden Modellverfahren noch nicht untersucht werden, da einerseits das Brechverhalten der Welle unter Berücksichtigung von Luftaufnahme und Kompressibilität für komplexe Bauwerksgeometrien eine sehr aufwendige Prozeßbeschreibung erfordert, andererseits die Druckausbreitung im Untergrund in einem anderen Medium stattfindet. Weiterhin ist zu berücksichtigen, daß sich der Caisson bewegt und somit ein bewegliches Rechengitter erforderlich ist. Die Modellierung dieser verschiedenen Prozesse unter

Berücksichtigung der Wellenüberlaufströmung ist mit einem einzigen Modellverfahren derzeit nicht zufriedenstellend möglich. Allerdings gibt es eine Reihe von Ansätzen, um Teilprozesse numerisch zu untersuchen. Im folgenden soll ein kurzer Überblick über die Entwicklung numerischer Modellverfahren zur Simulation der Druckbelastung von Caisson-Wellenbrechern sowie den derzeitigen Stand der Forschung gegeben werden.

Erste numerische Untersuchungen für die Belastung von senkrechten Wänden durch brechende Wellen wurden von *Wu et al.* (1994) veröffentlicht. *Peregrine et al.* (2004) untersuchen den Lufteinfluß auf die Druckbelastung einer senkrechten Wand auf der Grundlage eines 2D-Potentialströmungsansatzes und weisen den hohen Einfluß der Kompressibilität des Wassers auf die Druckschlagbelastung nach. Eine Bauwerksbewegung wurde von *Peregrine et al.* (2004) genauso wenig berücksichtigt wie eine Druckausbreitung im Untergrund. Die Druckschlagbelastung auf senkrechte Wände wurde auch von *Hughes et al.* (2008) auf der Grundlage eines SPH-Codes (SPH = Smooth Particle Hydrodynamics) und von *Thao et al.* (2008) auf der Grundlage eines 3D-Large-Eddy-Simulationsverfahrens ohne Berücksichtigung der Kompressibilität des Wassers für solitäre Wellen durchgeführt. *Cooker* (2008) faßt verschiedene Theorien zur Druckschlagbelastung von senkrechten Wänden zusammen und weist auf die Notwendigkeit weiterer Untersuchungen insbesondere für nicht-senkrechte Bauwerke hin. Die Druckausbreitung im Untergrund wird von *Cooker* (2008) nicht betrachtet.

Am weitesten fortgeschritten hinsichtlich der vorliegenden Aufgabenstellung ist derzeit das Verfahren Cobras-UC (*Guanche et al.*, 2007) unter Verwendung der Volume-averaged Reynolds-averaged Navier-Stokes-Gleichungen (*Losada et al.*, 2007), das auf dem Verfahren Cobras basiert (*Lin u. Liu*, 1998, 1999). Das Verfahren ist in der Lage, sowohl die Wellenüberlaufströmung wie auch die Strömung im Boden zu beschreiben und wurde auf der Grundlage von GWK-Versuchen verifiziert. Druckschlagbelastungen wurden bislang von *Guanche et al.* (2007) nicht berücksichtigt. Da das Verfahren Cobras-UC im Rahmen der Bearbeitung dieser Arbeit nicht zur Verfügung stand, wird auf die weitergehende Berücksichtigung numerischer Modellverfahren im Verlauf der weiteren Arbeit verzichtet.

2.3 Wissensstand zum Einfluß des Wellenüberlaufs auf die Bauwerksbelastung

Entsprechend der Zielsetzung dieser Arbeit ist der Einfluss des Wellenüberlaufs auf die Bauwerksbelastung - insbesondere auf den welleninduzierten Auftrieb - zu untersuchen. Die Bedeutung des Wellenüberlaufs auf die Bauwerksbelastung ergibt sich aus aufgetretenen Schäden an Caissonwellenbrechern in der Vergangenheit, bei denen vermutlich seewärtsgerichtete Kräfte auf die Caissonrückseite in Verbindung mit Vertikalkräften infolge Wellenüberlauf auf die Bauwerksunterseite die maßgebende Ursache für das Versagen des Bauwerks darstellten (*Oumeraci*, 1994b). Der Wellenüberlauf beeinflusst die am Bauwerk wirkenden Kräfte (Abb. 2.5) wie folgt:

- Veränderung des Wellenfeldes vor dem Bauwerk und damit der Bauwerksbelastung durch eine reduzierte Wellenreflexion
- Reduktion der Horizontalbelastung durch Verkleinerung der Wirkfläche
- Beeinflussung des welleninduzierten Auftriebs durch die reduzierte Horizontalbelastung
- Erhöhung der stabilisierenden Kräfte durch eine zusätzliche Auflast auf die Caissonoberseite
- Erzeugung einer Kraft auf die Caissonrückseite
- Entstehung des wellenüberlaufinduzierten Auftriebs

Die Entstehung des wellenüberlaufinduzierten Auftriebs, der dem welleninduzierten Auftrieb überlagert wird, aber auch die Veränderung des welleninduzierten Auftriebs infolge Wellenüberlauf sind im Rahmen dieser Arbeit von Bedeutung.

Die Bestimmung von Wellenüberlaufmengen, deren Kenntnis für funktionale Planungen von Wellenbrechern erforderlich ist, besitzt im Rahmen der vorliegenden Arbeit lediglich eine untergeordnete Bedeutung und soll im folgenden nur kurz diskutiert werden. Dies ist erforderlich, da der wellenüberlaufinduzierte Auftrieb mit steigender Wellenüberlaufmenge zunimmt.

2.3.1. Bestimmung der Wellenüberlaufmenge

Die maßgebenden Parameter zum Wellenüberlauf sowie die den Wellenüberlauf beeinflussenden Faktoren sind in Abb. 2.16 schematisch dargestellt. Der Wellenüberlauf an Caisson-Wellenbrechern kann anhand von drei charakteristischen Größen beschrieben werden:

- (a) *mittlere Wellenüberlaufzeiten*: Mittlere Wellenüberlaufzeiten ergeben sich aus der Wassermenge V_{ges} , die während einer Zeit t_{ges} über die Caissonkrone gelaufen ist.

$$q = \frac{V_{\text{ges}}}{t_{\text{ges}}}$$

Mittlere Wellenüberlaufzeiten stellen somit einen Mittelwert der Wellenüberlaufbelastung dar und sind kein Maß für die Dynamik des Wellenüberlaufvorgangs.

- (b) *individuelle Wellenüberlaufmengen*: Individuelle Wellenüberlaufmengen V_i beschreiben die Wassermengen, die während eines einzelnen Wellenüberlaufereignisses über die Caissonkrone laufen. Auch individuelle Wellenüberlaufmengen sind nur bedingt zur Beschreibung der Dynamik des Wellenüberlaufvorgangs geeignet.

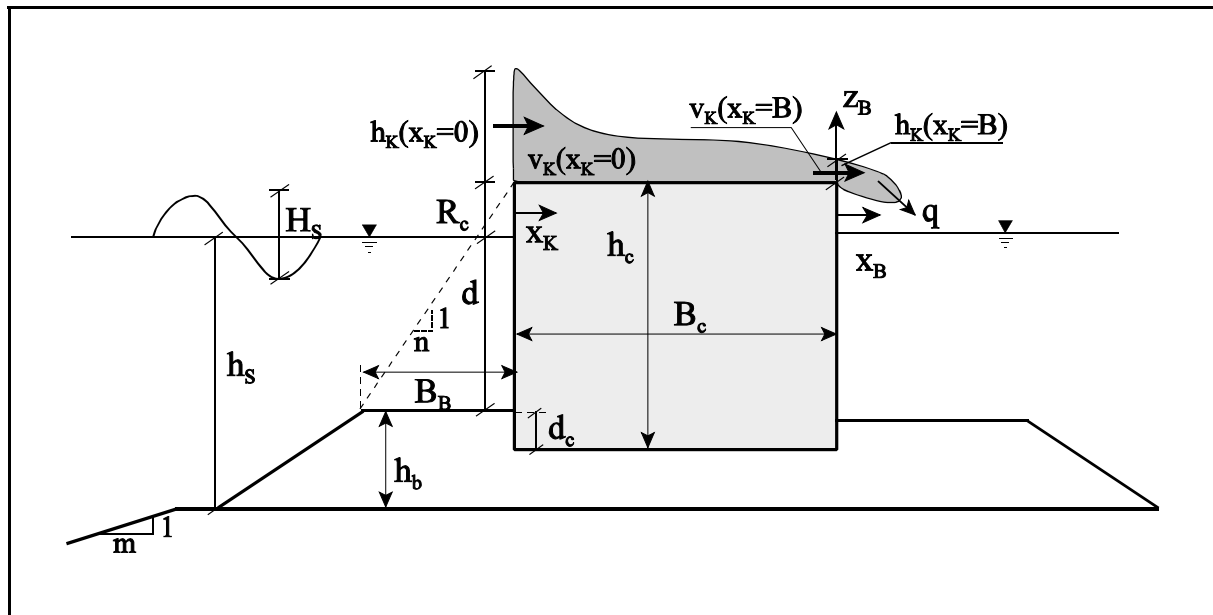


Abb. 2.16: Darstellung der Parameter zur Beschreibung des Wellenüberlaufs sowie der den Wellenüberlauf beeinflussenden Parameter

- (c) *Strömungsparameter des Wellenüberlaufs:* Dies sind die Überlaufgeschwindigkeiten v_K und Schichtdicken h_K einzelner Wellenüberlaufereignisse. Diese Parameter stellen die beste Möglichkeit zur Beschreibung der Dynamik des Wellenüberlaufvorgangs dar.

Der Wellenüberlauf an Caisson-Wellenbrechern kann auf der Grundlage

- experimenteller Untersuchungen
- numerischer Modelle
- Naturmessungen
- empirischer Verfahren
- theoretischer Ansätze

bestimmt werden. Auf eine detailliertere Beschreibung der verschiedenen Verfahren wird hier verzichtet, da die Beschreibung des Wellenüberlaufs nur einen Randaspekt dieser Arbeit darstellt. Eine ausführliche Zusammenfassung der verschiedenen Verfahren zur Ermittlung des Wellenüberlaufs ist in Pullen *et al.* (2007) dargestellt.

2.3.2 Einfluß des Wellenüberlaufs auf die Bauwerksbelastung

Die Berücksichtigung des Wellenüberlaufs bei der Bauwerksbelastung ist im Rahmen der vorliegenden Arbeit von besonderer Bedeutung. In Abb. 2.17 ist der Einfluss des Wellenüberlaufs auf die Bauwerksbelastung sowie die Interaktionen zwischen den verschiedenen Auswirkungen des Wellenüberlaufs auf die Bauwerksbelastung schematisch dargestellt. Unter-

schieden wird dabei in:

- (a) direkte Auswirkungen des Wellenüberlaufs auf die Bauwerksbelastung
- (b) indirekte Auswirkungen des Wellenüberlaufs auf die Bauwerksbelastung

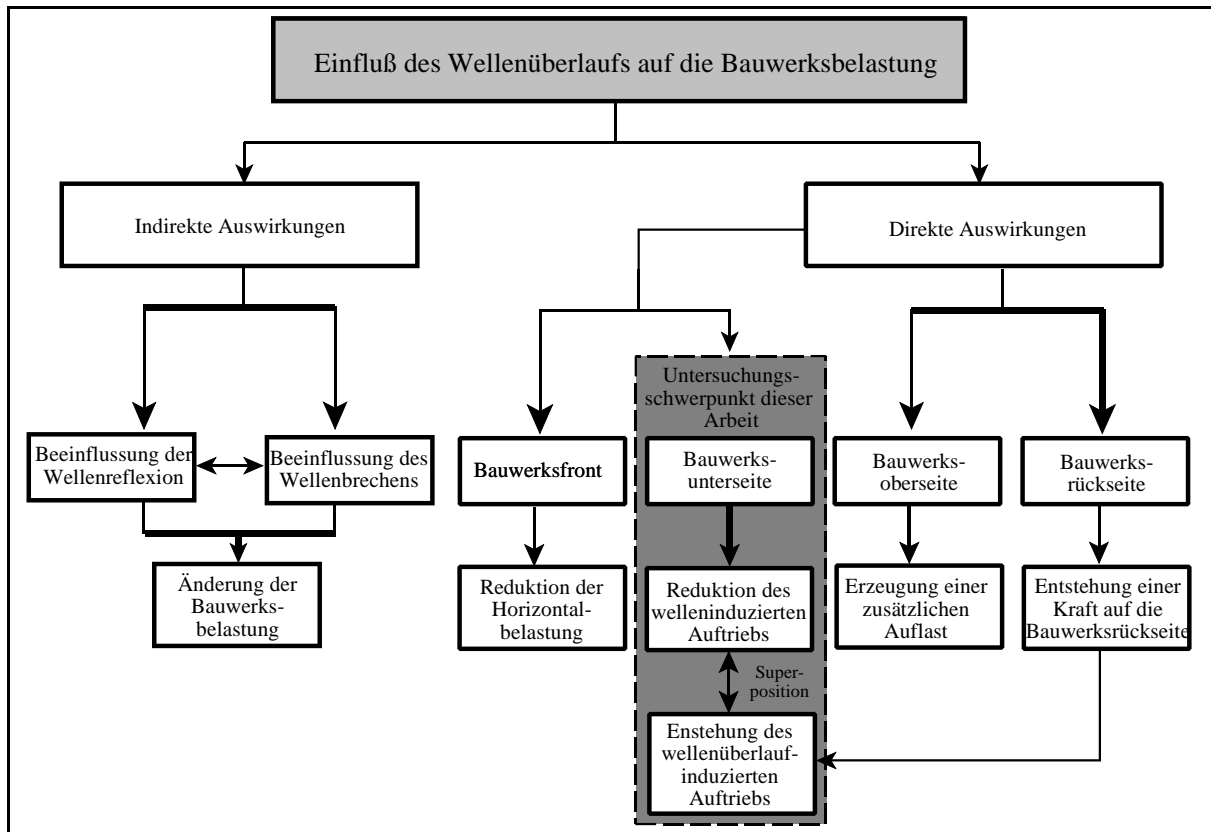


Abb. 2.17: Einfluss des Wellenüberlaufs auf die Bauwerksbelastung

Bei den *direkten Auswirkungen* des Wellenüberlaufs auf die Bauwerksbelastung wird zuerst nach den vier Seiten eines Caissons unterschieden. Weiterhin kann in Bauwerksbelastungen unterschieden werden, die nur bei Wellenüberlauf vorliegen (z.B. wellenüberlaufinduzierter Auftrieb) und solche, die durch den Wellenüberlauf beeinflusst werden (z.B. Reduktion der Horizontalbelastung).

Bei den *indirekten Auswirkungen* des Wellenüberlaufs auf die Bauwerksbelastung handelt es sich um Auswirkungen, die nicht direkt am Bauwerk auftreten. Dazu gehört die Beeinflussung der Wellenreflexion durch eine erhöhte Wellentransmission (Wellenüberlauf) und die damit verbundene Änderung des Wellenbrechens. Dies bewirkt dann eine Änderung der Bauwerksbelastung.

Im Folgenden wird der Stand der Forschung zu den direkten und indirekten Auswirkungen des Wellenüberlaufs auf die Bauwerksbelastung kurz dargestellt, um daraus die offenen Fragestellungen aufzuzeigen.

(a) direkte Auswirkungen des Wellenüberlaufs auf die Bauwerksbelastung

Unter die direkten Auswirkungen des Wellenüberlaufs auf die Bauwerksbelastung fallen:

(i) Reduktion der Horizontalkräfte durch die Verminderung der Belastungshöhe

Die Reduktion der Horizontalkräfte nach *Goda* wird entsprechend Abb. 2.8 durch Vernachlässigung des Druckanteils zwischen Bauwerkskrone und maximaler Belastungshöhe η^* durchgeführt:

$$\eta^* = 0,75 (1 + \cos \theta) H_{\max}$$

Schüttrumpf et al. (1998) berücksichtigen die Reduktion der Horizontalkräfte und Momente durch einen Faktor $k_{F,h}$ und entwickeln einen ingenieurmäßigen Ansatz:

$$\begin{aligned} F_{h,ov} &= k_{F,h} \cdot F_h \\ M_{h,ov} &= k_{F,h} \cdot M_h \end{aligned}$$

mit: F_h, M_h = Horizontalkräfte / Momente ohne Wellenüberlauf

$F_{h,ov}, M_{h,ov}$ = Horizontalkräfte / Momente bei Wellenüberlauf

Der Reduktionsfaktor $k_{F,h}$ berechnet sich zu:

$$\begin{aligned} k_{F,h} &= 1 \quad \text{für} \quad \eta^* \leq R_C \\ k_{F,h} &= \sqrt[3]{\frac{R_C}{\eta^*}} \quad \text{für} \quad \eta^* > R_C \end{aligned}$$

Eine experimentelle Überprüfung des Verfahrens nach *Schüttrumpf et al.* (1998) ist bislang nicht erfolgt.

(ii) Reduktion des welleninduzierten Auftriebs aufgrund der reduzierten Horizontalbelastung

Bei Wellenüberlauf kommt es zu einer Reduktion der Horizontalbelastung auf einen Caissonwellenbrecher. Da sich die Druckbelastung auf die Bauwerksfront bis zur Bauwerksunterseite ausbreitet, bedeutet dies auch eine Beeinflussung des welleninduzierten Auftriebs infolge Wellenüberlauf. Untersuchungen hinsichtlich der Größe dieser Beeinflussung des welleninduzierten Auftriebs liegen bislang nicht vor. Bei den vorhandenen Verfahren wird davon ausgegangen, dass der welleninduzierte Auftrieb auch bei Wellenüberlauf dem welleninduzierten Auftrieb ohne Wellenüberlauf entspricht.

(iii) Belastung der Bauwerksobenseite durch aufschlagendes (bei brechenden Wellen) oder überlaufendes (bei nicht brechenden Wellen) Wasser

Wolters et al. (2005) fanden in kleinmaßstäblichen Experimenten eine vertikale Belastung der Bauwerksobenseite durch Drücke in der Größenordnung von 60 bis 70% der höchsten Druckschläge in einer Serie von 1000 unregelmäßigen Wellen. Die durch herabfallendes Wasser gemessenen Drücke haben eine sehr kurze Anstiegszeit und sind räumlich stark begrenzt mit einem Druckmaximum direkt hinter der Krone.

(iv) Belastung der Bauwerksrückseite durch Impulseintrag in den rückwärtigen Wasserkörper

Im Rahmen des PROVERBS-Projektes (*Oumeraci et al.*, 2001) wurden von *Walkden et al.* (2001) theoretische und experimentelle Untersuchungen zur Ermittlung der seewärts gerichteten Druckverteilung auf die Caissonrückseite durchgeführt. Walkden et al. messen bei nicht brechenden Wellen und extrem hoher Wellenüberlaufbelastung seewärts gerichtete Kräfte auf die Bauwerksrückseite, die in der gleichen Größenordnung wie die Kräfte auf die Bauwerksfront liegen und somit zu einem Moment um den seewärtigen Caissonfuß führen. Eine theoretische Bestimmung der seewärts gerichteten Kräfte auf die Bauwerksrückseite ist bislang nicht möglich, da ein verifiziertes Verfahren zur Ermittlung der Strömungsentwicklung auf der Caissonobenseite und hinter dem Caisson und damit der Druckentstehung und -entwicklung hinter dem Caisson fehlt.

(v) Belastung der Bauwerksunterseite durch wellenüberlaufinduzierten Auftrieb

Aus der Belastung der Bauwerksrückseite infolge Wellenüberlauf (*Walkden et al.*, 2001) ergibt sich zwangsläufig eine Druckbelastung am unteren Ende der Bauwerksrückseite. Diese Druckbelastung kann sich unterhalb des Caissonwellenbrechers seewärts ausbreiten und somit den wellenüberlaufinduzierten Auftrieb erzeugen. Untersuchungen hinsichtlich der Größe des wellenüberlaufinduzierten Auftriebs sowie des zeitlichen Zusammenwirkens mit dem welleninduzierten Auftrieb liegen z.Zt. nicht vor.

Aus der Darstellung des Wissenstandes zum Einfluss des Wellenüberlaufs auf die Bauwerksbelastung ((i) bis (v)) ergeben sich mehrere offene Fragestellungen:

- Wie beeinflusst der Wellenüberlauf die Horizontalbelastung?
- Welchen Einfluss hat der Wellenüberlauf auf den welleninduzierten Auftrieb?
- Wie groß ist die Belastung auf die Bauwerksobenseite und wo wirkt diese?

- Wie groß ist die seewärtsgerichtete Kraft auf die Bauwerksrückseite?
- Welchen Beitrag hat der wellenüberlaufinduzierte Auftrieb an der Gesamtauftriebsbelastung?
- Wie ist die zeitliche Abfolge der wellenüberlaufinduzierten Kräfte?

Aufgrund der Zielsetzung dieser Arbeit sind insbesondere die offenen Fragestellungen zur Auftriebsbelastung im weiteren Verlauf dieser Arbeit von Bedeutung.

(b) indirekte Auswirkungen des Wellenüberlaufs auf die Bauwerksbelastung

Schüttrumpf et al. (1998) analysieren Datensätze von *Daemrich et al.* (1991) zum Reflexionsverhalten von Hochwasserschutzwänden bei hohen Wellenüberlaufmengen und stellen fest, dass der Einfluss der mittleren Wellenüberlaufweiten q auf den Reflexionskoeffizienten k_R selbst bei sehr geringem Freibord ($0,0 \leq R_C \leq 1,5\text{m}$) vernachlässigbar ist:

$$k_R = 0,742 - 0,00052 q \quad \text{mit: } q \text{ in } [\text{l}/(\text{s}\cdot\text{m})]$$

Da die Untersuchungen eine große Streubreite aufweisen, kann von einem vernachlässigbaren Einfluss der mittleren Wellenüberlaufweite ($1 < q < 160 \text{ l}/(\text{s}\cdot\text{m})$) auf den Reflexionskoeffizienten ausgegangen werden.

2.3.3 Bewertung des Wissensstandes zum Einfluß des Wellenüberlaufs auf den Auftrieb

Der Wissensstand hinsichtlich der Auswirkungen des Wellenüberlaufs auf die Bauwerksbelastung ist z.Zt. sehr unzureichend und eine Ermittlung des Auftriebs unter Berücksichtigung des Wellenüberlaufs ist nicht möglich. In diesem Zusammenhang sind daher vier Aspekte weitergehend zu untersuchen:

- ⇒ *Auswirkungen des Wellenüberlaufs auf die Horizontalkraft*
- ⇒ *Einfluss des Wellenüberlaufs auf die Belastung der Caissonoberseite*
- ⇒ *Änderungen in der Auftriebsbelastung durch Wellenüberlauf*
- ⇒ *Beschreibung des Strömungsfeldes des Wellenüberlaufs auf der Bauwerksoberseite*

Nur auf diese Weise können die Auswirkungen des Wellenüberlaufs auf die Bauwerksbelastung besser erfaßt werden. Eine Wellentransmission, d.h. der Einfluss des Wellenüberlaufs auf die Wellenunruhe im Hafen ist nicht Gegenstand dieser Arbeit (s. Goda, 2000 und CEM, 2003).

2.4. Präzisierung der Zielsetzung und Methodik, Abgrenzung der Thematik

In den Abschnitten 2.3 und 2.4 wurde der gegenwärtige Wissenstand zum welleninduzierten Auftrieb und zum Einfluß des Wellenüberlaufs dargelegt. Ziel der Arbeit ist

- (a) die Erweiterung bestehender Ansätze zum welleninduzierten Auftrieb unter Berücksichtigung variabler Caissongeometrien und der Druckschlagverhältnisse
- (b) die Berücksichtigung des Wellenüberlaufs bei der Berechnung der Auftriebsbelastung

Hierzu sind experimentelle und theoretische Untersuchungen erforderlich. Da eine experimentelle Variation aller Einflussfaktoren nicht praktikabel ist, werden im folgenden weniger relevante Parameter abgegrenzt, um auf dieser Grundlage Zielsetzung und Methodik weiter zu präzisieren.

2.4.1 Abgrenzung der Thematik

In Tab 2.4 werden die hinsichtlich des welleninduzierten Auftriebs relevanten Faktoren innerhalb der oben angesprochenen Prozesse vorgestellt. Unterteilt wird hinsichtlich der Relevanz und der Tatsache, ob die Faktoren im Rahmen dieser Arbeit untersucht wurden, oder nicht.

Aus Tab. 2.4 ist ersichtlich, dass nahezu alle Parameter im Rahmen dieser Arbeit berücksichtigt werden. Auf die unberücksichtigten Faktoren soll im Folgenden kurz eingegangen werden:

(a) Eigenschaften des Wassers

Temperatur, Luftgehalt sowie chemische Zusammensetzung des Wassers werden im Rahmen der vorliegenden experimentellen Arbeit als nicht relevant eingestuft.

(b) Wind

Der Einfluss des Windes auf die Wellendeformation sowie den Wellenüberlauf und damit auch die Bauwerksbelastung ist noch nicht ausreichend geklärt. Aufgrund der Schwierigkeiten bei der experimentellen Berücksichtigung des Windes wird der Einfluss des Windes in der vorliegenden Arbeit vernachlässigt.

(c) Bauwerksstruktur

Die Oberfläche von Caisson-Wellenbrechern besteht aus glatten Betonwänden. Variationen treten eher hinsichtlich von Perforationen in der Frontwand bei innovativen Strukturen (z.B. Jarlan-Wellenbrecher) auf. Da hier zahlreiche Bauwerkstypen bestehen, würde eine Variation den Rahmen der eher grundlagenorientierten Arbeit sprengen.

Tab. 2.4: Übersicht über die wichtigsten Einflussfaktoren des welleninduzierten Auftriebs

Bedeutung der Einflussparameter					
Einflussparameter		relevant	weniger relevant	in dieser Arbeit berücksichtigt	nicht berücksichtigt
Wasser vor dem Bauwerk	Wassertiefe	X		X	
	Wellenparameter	X		X	
	Temperatur		X		X
	Zusammensetzung		X		X
	Luftgehalt		X		X
	Angriffswinkel	X			
Wasser hinter dem Bauwerk	Wasserstand	X		X	
	Wellenparameter	X		X	
Wind	Windrichtung, Windstärke, Winddauer		X		X
monolithische Struktur	Frontgeometrie	X		X	
	Gewicht *)	X**)			
	Bewegung	X		X	
	Oberflächen-Beschaffenheit		X		X
Unterbau	Geometrie der Berme	X		X	
	Höhe Unterbau	X		X	
	hydraulische Eigenschaften des verwendeten Materials	X			
Wellen-überlauf		X		X	

*) für die Größe und Entwicklung des Auftriebs nicht relevant (solange keine Bauwerksbewegung auftritt)

**) untersucht, jedoch nicht variiert

2.4.2 Präzisierung der Zielsetzung und Methodik

Der welleninduzierte Auftrieb hängt stark von der Front- und Bermengeometrie eines Caissonwellenbrechers ab und wird zusätzlich vom Wellenüberlauf beeinflusst. Da Bemessungsansätze zum welleninduzierten Auftrieb überwiegend für vertikale Bauwerksfronten vorliegen, konstruktive Maßnahmen die Belastung jedoch deutlich verringern können, sind Untersuchungen hinsichtlich des Einflusses variabler Bauwerksgeometrien auf den welleninduzierten Auftrieb aber auch auf die horizontale Druckbelastung erforderlich. Änderungen in der Bauwerksbelastung führen aber u.U. zu einer Erhöhung der Wellenüberlaufbelastung. Daher sind Untersuchungen auf experimenteller und theoretischer Grundlage erforderlich, um diese Lücke im Wissensstand zu schließen. Die Vorgehensweise ist wie folgt (Abb. 2.18):

(a) Bestimmung des Wellenfeldes vor dem Bauwerk

Zur Bestimmung des Wellenfeldes gehören die Beschreibung des Brechverhaltens sowie der maßgebenden Wellenparameter am Bauwerksfuß und das Reflexionsverhalten, die die Eingangsgrößen für den Wellenüberlauf und die Auftriebsbelastung bilden. Ziel ist es, die Parameter Wellenhöhe H , Wellenperiode T und Wellenlänge L sowie die Abhängigkeit des Brechertyps und des Reflexionsverhaltens von diesen Parametern zu beschreiben.

(b) Bestimmung des welleninduzierten Auftriebs

Die Bauwerksbelastung hängt von den ankommenden Wellenparametern und der Front- und Bermengeometrie ab. Diese sind nicht nur relevant für die Druckverteilung und damit die Kräfte auf die Caissonfront, sondern auch für den welleninduzierten Auftrieb. In diesem Zusammenhang sind auch Druckschlagbelastungen bei der Bauwerksbelastung zu berücksichtigen. Ziel ist es, die räumliche und zeitliche Entwicklung des welleninduzierten Auftriebs als Funktion der Bauwerksgeometrie sowie des Lastfalls (nicht brechend, brechend, gebrochen) zu ermitteln.

(c) Bestimmung des wellenüberlaufinduzierten Auftriebs

Der Wellenüberlauf wird üblicherweise anhand der mittleren Wellenüberlaufrate q beschrieben. Diese Größe stellt ebenfalls eine Funktion der Bauwerksgeometrie dar und ist erneut zu bestimmen, da sie eine wichtige Eingangsgröße für den wellenüberlaufinduzierten Auftrieb darstellt. Wichtiger als die Bestimmung der Wellenüberlaufmengen ist allerdings die Bestimmung des wellenüberlaufinduzierten Auftriebs unter dem Caisson, der u.U. zusammen mit dem welleninduzierten Auftrieb zum Versagen des Bauwerks beiträgt. Ziel ist es daher, die zeitliche und räumliche Entwicklung des wellenüberlaufinduzierten Auftriebs als Funktion des Wellenüberlaufs zu beschreiben.

Abschließend werden die Aspekte (a) bis (c) zu einem Berechnungsansatz kombiniert, um damit die aufgezeigten Lücken im Wissensstand zu schließen.

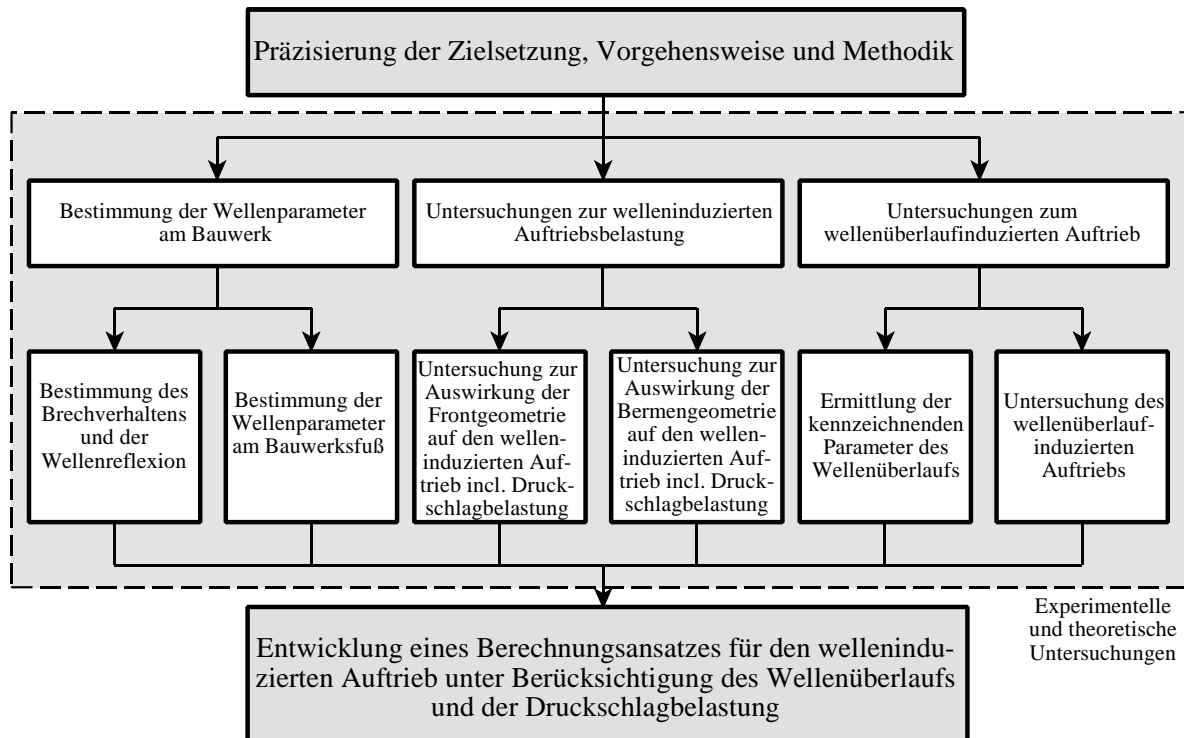


Abb. 2.18: Präzisierung der Zielsetzung und der methodischen Vorgehensweise

3 Experimentelle Untersuchungen

3.1 Untersuchte Bauwerksgeometrien

Im Wellenkanal des Leichtweiß-Instituts (LWI) wurden von Mai bis Oktober 1999 kleinmaßstäbliche Modellversuche im Rahmen des DFG-Projekts DFG-OU-1/5-1 *Welleninduzierter Auftrieb unter monolithischen Küstenschutzbauwerken* mit verschiedenen Bauwerksgeometrien durchgeführt.

Der Wellenkanal des LWI befindet sich in der dem Institut angegliederten Versuchshalle und ist ca. 100m lang, 2m breit und 1,20m tief. Es können sowohl regelmäßige als auch unregelmäßige Wellen erzeugt werden.

Getestet wurden drei grundsätzliche Bauwerksgeometrien, die im Vergleich zu bereits im Großen Wellenkanal (GWK) 1993/94 durchgeführten Versuchen einen Maßstab von 1:5 haben (Details in *Kortenhaus* (1996)). Die Versuchsstandard-Geometrie (senkrechte Front) wurde entsprechend den großmaßstäblichen Versuchen gestaltet, um Maßstabeffekte untersuchen zu können. Das kleinmaßstäbliche Modell hat im Vergleich zu realen Bauwerken (z.B. Genoa Voltri, Italien) einen Modellmaßstab von ca. 1:50.

Die in Abb. 3.1 dargestellten Geometrien wurden getestet, wobei die Parameter wie folgt variiert wurden.

- senkrechte ebene Bauwerksfront (kleinmaßstäblicher Referenzfall),
- teilweise geneigte ebene Bauwerksfront $n:1$ ($n_1 = 2$; $n_2 = 1,5$; $n_3 = 1$),
- vollständig geneigte ebene Bauwerksfront $n:1$ ($n_1 = 5$; $n_2 = 3$; $n_3 = 2$).

Bei der senkrechten Geometrie wurden zusätzlich die Bermenbreite (B_b) und -höhe (h_b) sowie die Unterbauhöhe (h_r) variiert:

Bermenbreite B_b : 0,30; **0,40**; 0,50 [m]

Bermenhöhe h_b : 0; **0,20**; 0,28 [m]

Unterbauhöhe h_r : 0; **0,10**; 0,14 [m]

Dabei wurden als Standardgrößen $B_b=0,40\text{m}$, $h_b=0,20\text{m}$ und $h_r=0,10\text{m}$ ausgewählt. Insgesamt wurden also 13 Bauwerke bzw. Modellanordnungen untersucht, die in Abb. 3.1 mit Ausnahme der Nullvariante (kein Bauwerk) als Konfiguration 1-12 dargestellt sind.

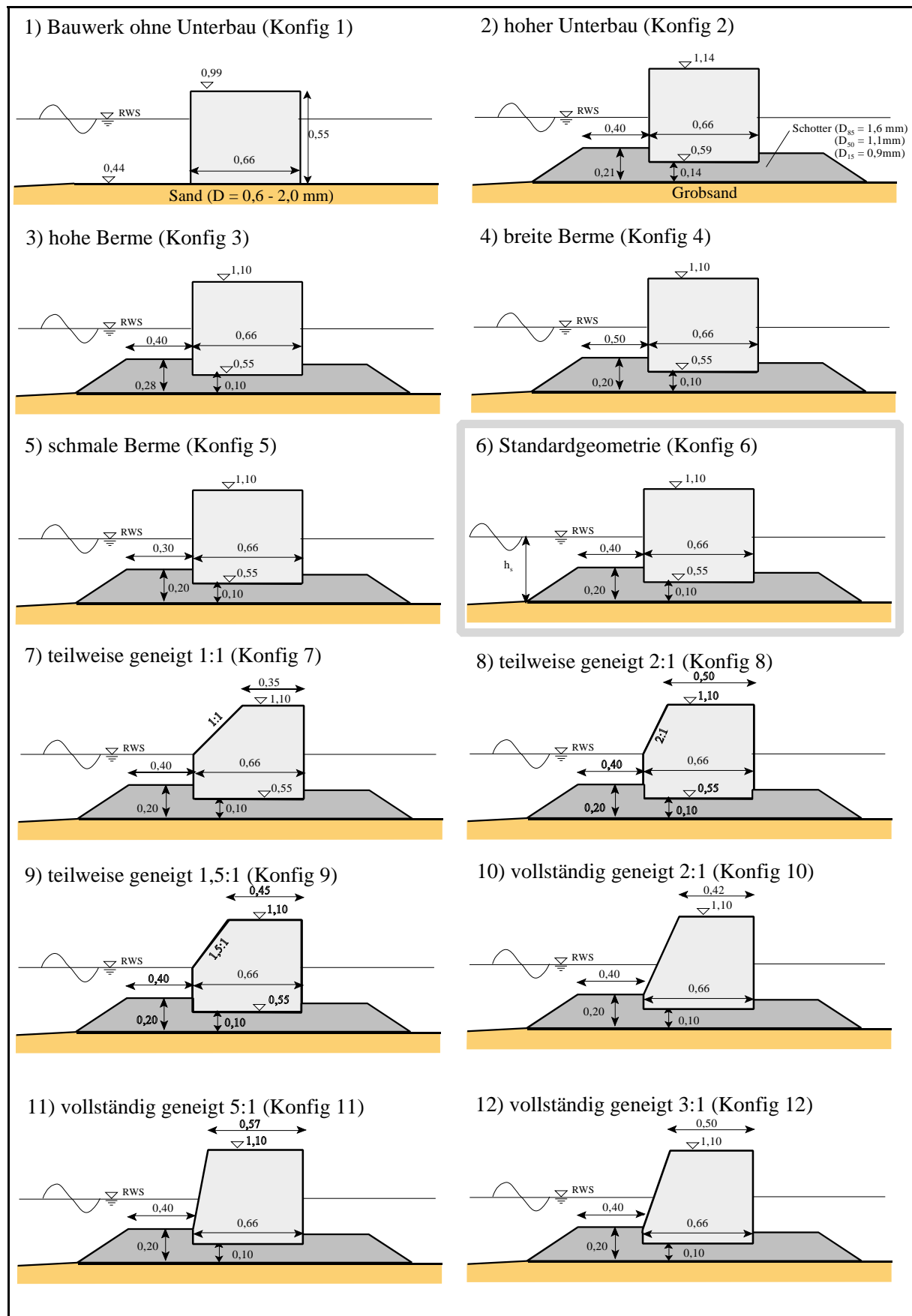


Abb. 3.1: Untersuchte Bauwerksgeometrien (genaue Abmessungen s. Abb. 3.3)

3.2 Modellaufbau

3.2.1 Estrichböschung

In den Wellenkanal wurde eine Böschung mit der Neigung 1:50 eingebaut, indem auf einem profilierten Sandkern eine ca. 5cm starke Estrichschicht aufgebracht wurde (Abb.3.2). Eine derartig festgelegte Sohle bietet den Vorteil, dass das Profil während der gesamten Versuchsphase unverändert bleibt, d.h. keine Neuprofilierung notwendig ist, und der Kanal nicht durch eventuelle Sandumlagerungen verunreinigt bzw. in seiner Funktion beeinträchtigt wird.

3.2.2 Sandwanne

Da eine aussagekräftige Druckmessung unter einem Bauwerk, das auf einer undurchlässigen Sohle steht, durch eine Behinderung der Druckausbreitung nicht möglich ist, wurde im Bereich des Wellenbrechermodells eine Sandwanne erstellt (Abb.3.2.). Diese hat eine Gesamtlänge von ca. 5m, reicht bis auf die Kanalsohle und ist mit Grobsand ($D = 0,6 - 2,0\text{mm}$) gefüllt. Die Sandwanne reicht bis ca. 2,7m vor das Bauwerk, und damit beträgt die mögliche Druckeintragslänge $\frac{1}{2}$ bis $\frac{4}{5}$ der Wellenlänge am Bauwerksfuß.

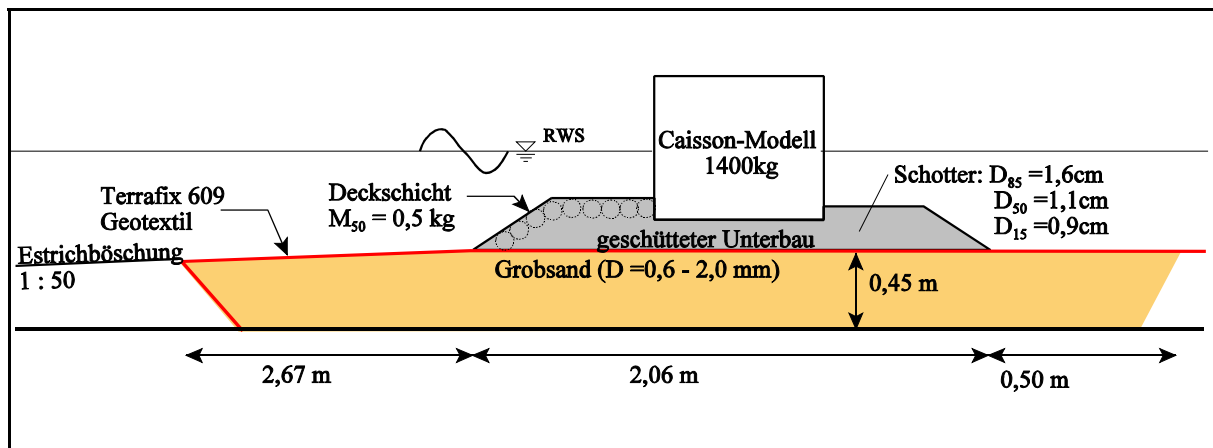


Abb.3.2.: Modellanordnung / Sandwanne

Damit auch im Bereich der Sandwanne keine Sandumlagerungen stattfinden können (die Morphologie wird hier nicht untersucht!) wurde der Grobsand für alle Konfigurationen (0-12) mit einem Geotextil (Terrafix 609, von der Firma Naue Fasertechnik bereitgestellt) abgedeckt. Die Durchlässigkeit dieses Geotextils ($1,8 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$) entspricht der von Grobsand, weshalb eine Beeinflussung der Druckausbreitung nicht anzunehmen ist. Um das Geotextil (Dichte ca. $0,603 \text{ kg/m}^2$, Stärke ca. 5 mm), welches durch die anhaftende Luft zum Aufschwimmen neigt, festzuhalten, wurde es mit Estrichmatten abgedeckt, an den Seiten eingeklemmt und zusätzlich leicht verankert (Abb.:3.3). Dadurch wurde die Durchlässigkeit nicht verändert, aber eine Festlegung der Böschung erreicht. Eine Messung nach den Versuchen ergab, dass die Umlagerungen minimal waren, d.h. im Bereich von wenigen Zentimetern lagen.

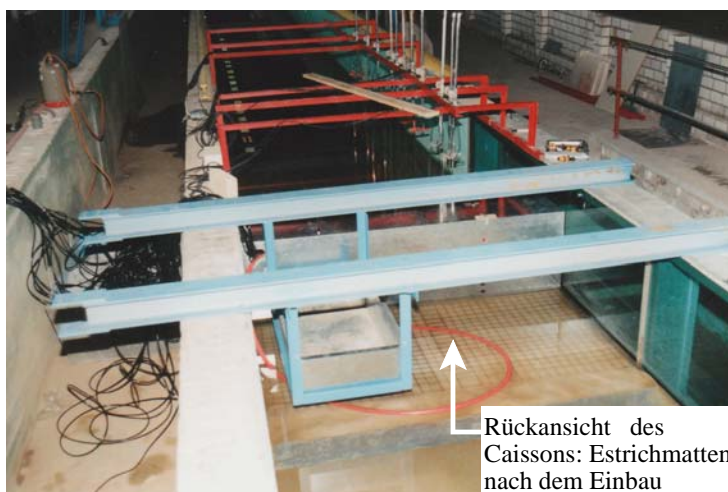


Abb.3.3.: Festlegung des Geotextils

3.2.3 Geschütteter Unterbau

Der geschüttete Unterbau bestand aus gebrochenem, scharfkantigem Schotter (Preisberger Karbonquarzit: $D_{15} = 0,9\text{cm}$; $D_{50} = 1,1\text{cm}$; $D_{85} = 1,6\text{cm}$ (Foto: Anlage B)). Dieses Material wurde nicht entsprechend des innerhalb der Vergleichsversuche im GWK verwendeten Materials nach FROUDE skaliert ($D_{50(\text{FROUDE})} = 0,62\text{cm}$), damit der Einfluss der viskosen Reibung die Ergebnisse für den Auftrieb nicht verfälscht. Obwohl eine vollständige Erhaltung der REYNOLDS-Zahl im Modell nicht möglich ist, können die daraus resultierenden Maßstabeffekte durch die Gewährleistung einer turbulenten Strömung im Unterbau wesentlich reduziert werden. Daher wurde die Distorsion des zu verwendenden Schottermaterials nach den Empfehlungen von *Oumeraci* (1984) zur Reduktion der Maßstabeffekte bestimmt. Durch Variation der Schütthöhe und der Bermenlänge konnten sechs verschiedene Unterbaugeometrien getestet werden.

3.2.4 Deckschicht

Der Unterbau wurde mit Decksteinen abgedeckt. Das erforderliche Steingewicht zur Gewährleistung der hydraulischen Stabilität der Deckschicht wurde für den maßgebenden Fall der Konfiguration mit hoher Berme nach *Brebner und Donnely* (1962) (in SHORE PROTECTION MANUAL (CERC, 1984)) zu 500g berechnet. Ausgewählt wurden Bruchsteine aus Diabas mit einem Gewicht von i.M. 500g. Die Steine der Deckschicht wurden mit der Hand gesetzt, um gleichzeitig die Modellabmessungen einzuhalten und eine gute Schutzwirkung zu gewährleisten.

3.2.5 Caisson

Der Caisson bestand aus Einzelteilen aus 4mm starkem, verzinktem Stahlblech, die unter Verwendung von Winkeln und Dichtungsmasse zusammengesetzt wurden. Rückwand, Boden und Seitenteile wurden während der Versuche nicht ausgetauscht, für die verschiedenen Geometrien jedoch jeweils 1 bis 2 Frontteile, ein Deckel und ergänzende Teile für das dem Fenster zugewandte Seitenteil umgebaut. Durch diese Umbaumaßnahmen konnten insgesamt 7 verschiedene Querschnitte untersucht werden. In dem Caisson sind zwei Stahlbügel angebracht, damit dieser an den am Wellenkanal zur Verfügung stehenden Kran gehängt werden kann. Mit den Winkeln, Schrauben etc. wiegt der Caisson mit senkrechter Front 2 kN. Als zusätzlicher Ballast wurden in Säcke abgefüllter Schotter und Stahlbarren verwendet, so dass der Caisson während der Versuche ein Gesamtgewicht von 14 kN erreichte. Für die teilweise und vollständig geneigte Geometrie mußte die Masse aufgrund des verminderten Rauminhalts um 200kg auf 1200 kg reduziert werden. Der Caisson war nicht vollständig wasserdicht, jedoch konnte durch einen Heber ein konstanter Wasserstand während der einzelnen Versuchsserien eingestellt werden. Die genauen Maße können Abb. 3.4 entnommen werden.

3.3 Meßtechnik und Meßwerterfassung

Während der Versuche wurde simultan der Druck am monolithischen Bauwerk und den Begrenzungen des Unterbaus, die Wellenüberlaufmenge, -geschwindigkeiten und Schichtdicken, die Bauwerksbewegung sowie die Wellenbewegung aufgezeichnet. In Abb. 3.5 ist die Meßwert-erfassung schematisch dargestellt. Eine detaillierte Aufstellung der Meßgeräte ist Tab.3.2. zu entnehmen.

Die Versuchsdaten wurden mit einer Texas Instruments AT-Mio 643 - Karte mit einer Summen-abtastrate von 600 kHz aufgezeichnet. Die Abtastfrequenz für die einzelnen Meßgeräte betrug 600 kHz, da eine Aufzeichnung mit verschiedenen Frequenzen nicht möglich war.

In Abb. 3.6 ist die Anordnung der Meßgeräte dargestellt: Abb.3.6.a zeigt einen Längsschnitt durch den Kanal mit der Anordnung des Modells und der Wellenpegel, Abb. 3.6.b einen Querschnitt und Abb.3.6.c eine Draufsicht des Modells. Aufgrund der hohen Anzahl von Meßgeräten können alle am welleninduzierten Auftrieb beteiligten Prozesse wie die Wellentransformation und das Wellenbrechen vor dem Bauwerk detailliert untersucht werden. Dies gilt auch für die Untersuchung des wellenüberlaufinduzierten Auftriebs, die aufgrund der verwendeten Meßgeräte zur experimentellen Bestimmung des Wellenüberlaufs auf der Caissonkrone ebenfalls möglich ist.

Die Fotos in den Abb. 3.7.a bis 3.7.c des Caissons mit den angeordneten Meßinstrumenten als Front-, Rück- und Seitenansicht verdeutlichen den Versuchsaufbau. In Anlage B ist die genaue Lage der an dem Caisson befestigten Meßinstrumente angegeben.

3.4 Versuchsprogramm und -durchführung

Die Versuche wurden im Wellenkanal des Leichtweiß-Instituts durchgeführt, der bereits in Abschnitt 3.1 näher beschrieben wurde.

Getestet wurden sowohl regelmäßige Wellen (Trochoidalwelle) als auch Wellenspektren (TMA: $\gamma = 3,3$) mit den in Tab. 3.1 zusammengefassten Parametern.

Tab. 3.1.: Untersuchte Wellenparameter im kleinmaßstäblichen Modell

Parameter	regelmäßige Wellen	unregelmäßige Wellen
Wellenperiode [s]	T : 2,0; 2,5; 3,0	T _p : 2,0; 2,5; 3,0
Wellenhöhe [m]	H : 0,10; 0,15; 0,20	H _s : 0,10; 0,15; 0,20
Wasserstand¹⁾ [m]	h _s : 0,32; 0,36; 0,40	h _s : 0,32; 0,36; 0,40

In Anlage A sind die durchgeführten Versuche im einzelnen nach Bauwerk und Seegangparametern geordnet aufgeführt.

Die Meßwerterfassung startete zeitgleich mit der Generierung der Wellen, die jedoch erst rund 50 s danach am Bauwerk eintrafen. Auf diese Weise wurde ein Vorlaufsignal erzeugt, um eventuelle Probleme, wie z.B. eine Verschiebung des Nullpunktes der Meßsignale oder ein starkes Rauschen, identifizieren zu können. Die Wellengenerierung dauerte bis zu 90 s. Die Gesamtdauer der Aufzeichnung hat eine Länge von 200 s, um durch ein Nachlaufsignal wiederum während der Wellenbelastung aufgetretene Probleme der Meßinstrumente feststellen zu können.

Die Videokamera begann mit der Aufzeichnung synchron zur Wellenerzeugung und wurde mit dem Ende der Wellengenerierung gestoppt. Während der Versuche wurden zusätzliche Fotos gemacht.

Im Anschluss an die Versuche wurde ein Absorber zur schnelleren Wasserberuhigung in den Kanal getaucht und der Behälter der Wellenüberlaufwaage wurde geleert.

Ein neuer Versuch wurde gestartet, sobald der Wasserspiegel wieder vollkommen ruhig war.

Insgesamt wurden 485 Versuche gefahren, davon 269 mit regelmäßigen Wellen und 216 mit Wellenspektren.

Die Vorgehensweise bei der Datenauswertung wird in den entsprechenden Abschnitten näher erläutert.

¹⁾ Wassertiefe h_s am Bauwerksfuß / Beginn der Berme

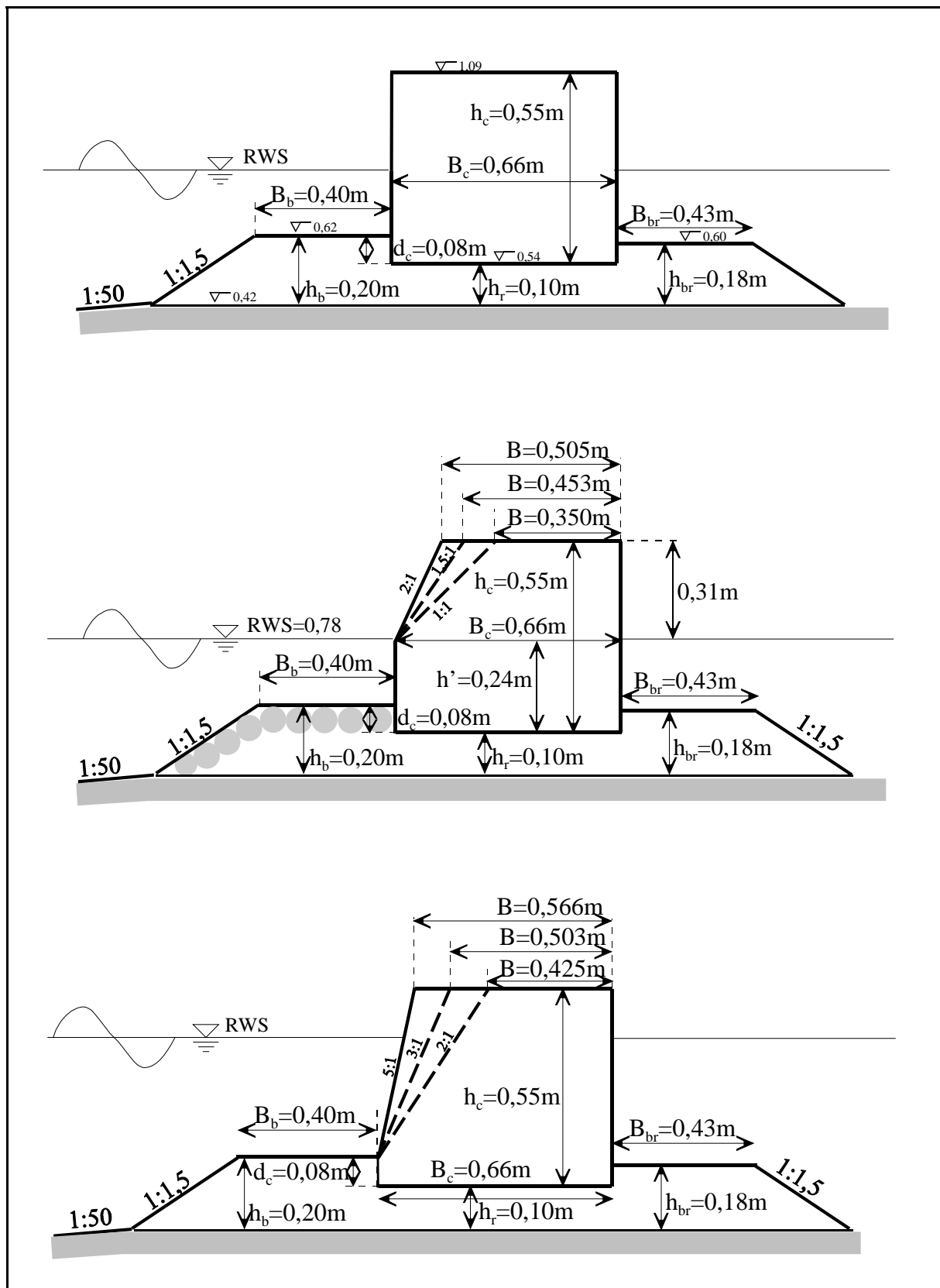


Abb. 3.4: Abmessungen des Modells (Standardabmessungen)

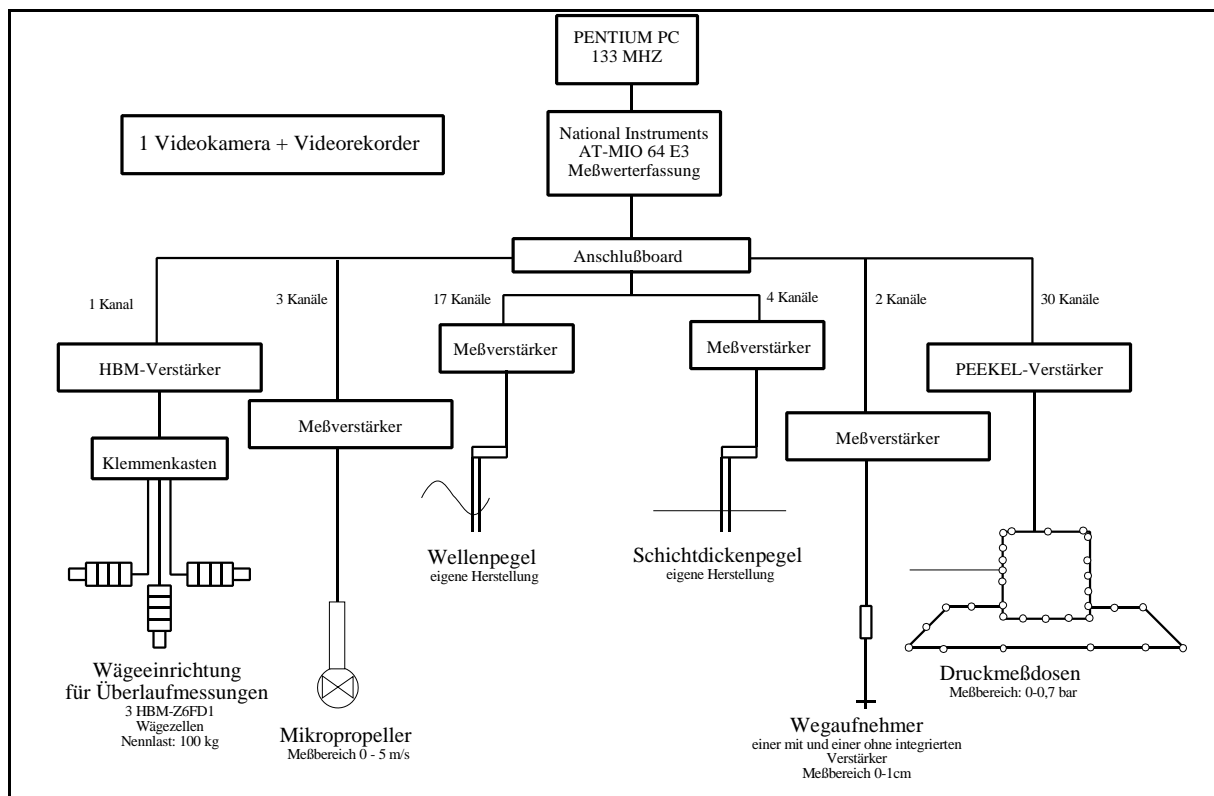
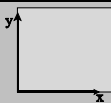


Abb. 3.5: Schematische Darstellung der Meßwerterfassung

Tab. 3.2.: Art, Ort der Messung sowie Gerät und Anzahl (s. Abb. 3.5)

Messung	Gerät	Position	Anzahl	Methode
Druck	Druckmeßdose Typ: PDCR 830; Fa.Druck Meßbereich: 6x0 - 150mbar; 11x0-350mbar; 2x0-700mbar	Bauwerksfront, -boden, -rückwand, -deckel	30	online
Wellenüberlaufmenge	Behälter auf Waage Typ: 3 Wägezellen HBM- Z6FD1; Fa. HBM Nennlast: 100kg	hinter dem Bauwerk	1	online
Überlaufgeschwindig- keiten	Mikropropeller Typ: MICRO-WATER; Fa. Schildknecht Meßbereich: 0,03-5,0m/s	auf dem Deckel	3	online
Schichtdicken	Schichtdickenpegel	auf dem Deckel	4	online
Kippbewegung	Wegaufnehmer Typ: 8740; Fa.burster Präzisionsmeßtechnik Meßbereich 0-10mm	auf dem Deckel	2	online
Verschiebung	Stechpegel	auf dem Decke	1	nach Versuch
Wellen im Kanal	Wellenpegel	über die gesamte Kanal- länge, vor und hinter Bauwerk	12	online
Brechverhalten der Wel- len	Wellenpegel Video	vor dem Bauwerk	4 1	online online
Transmission	Wellenpegel	hinter Bauwerk	1	online

Tab.:3.3.: Position der an dem Caisson angebrachten Meßgeräte

Messgerät 	x (Abstand zur Front [m])	y (Abstand zur Sohle [m])
Druckmeßdose 1	0,00	0,53
Druckmeßdose 2	0,02	0,55
Druckmeßdose 3	0,33	0,55
Druckmeßdose 4	0,64	0,55
Druckmeßdose 5	0,66	0,28
Druckmeßdose 6	0,66	0,20
Druckmeßdose 7	0,66	0,07
Druckmeßdose 8	0,66	0,02
Druckmeßdose 9	0,66	0,00
Druckmeßdose 10	0,50	0,00
Druckmeßdose 11	0,33	0,00
Druckmeßdose 12	0,17	0,00
Druckmeßdose 13	0,02	0,00
Druckmeßdose 14	0,00	0,02
Druckmeßdose 15	0,00	0,07
Druckmeßdose 16	0,00	0,2
Druckmeßdose 17	0,00	0,23
Druckmeßdose 18	0,00	0,28
Druckmeßdose 19	0,00	0,41
Wegaufnehmer 1	0,04	0,66
Wegaufnehmer 2	0,61	0,66
Schichtdickenpegel 1	0,05	0,66
Schichtdickenpegel 2	0,17	0,66
Schichtdickenpegel 3	0,33	0,66
Schichtdickenpegel 4	0,61	0,66
Mikropopeller 1	0,05	0,66
Mikropopeller 2	0,33	0,66
Mikropopeller 3	0,61	0,66

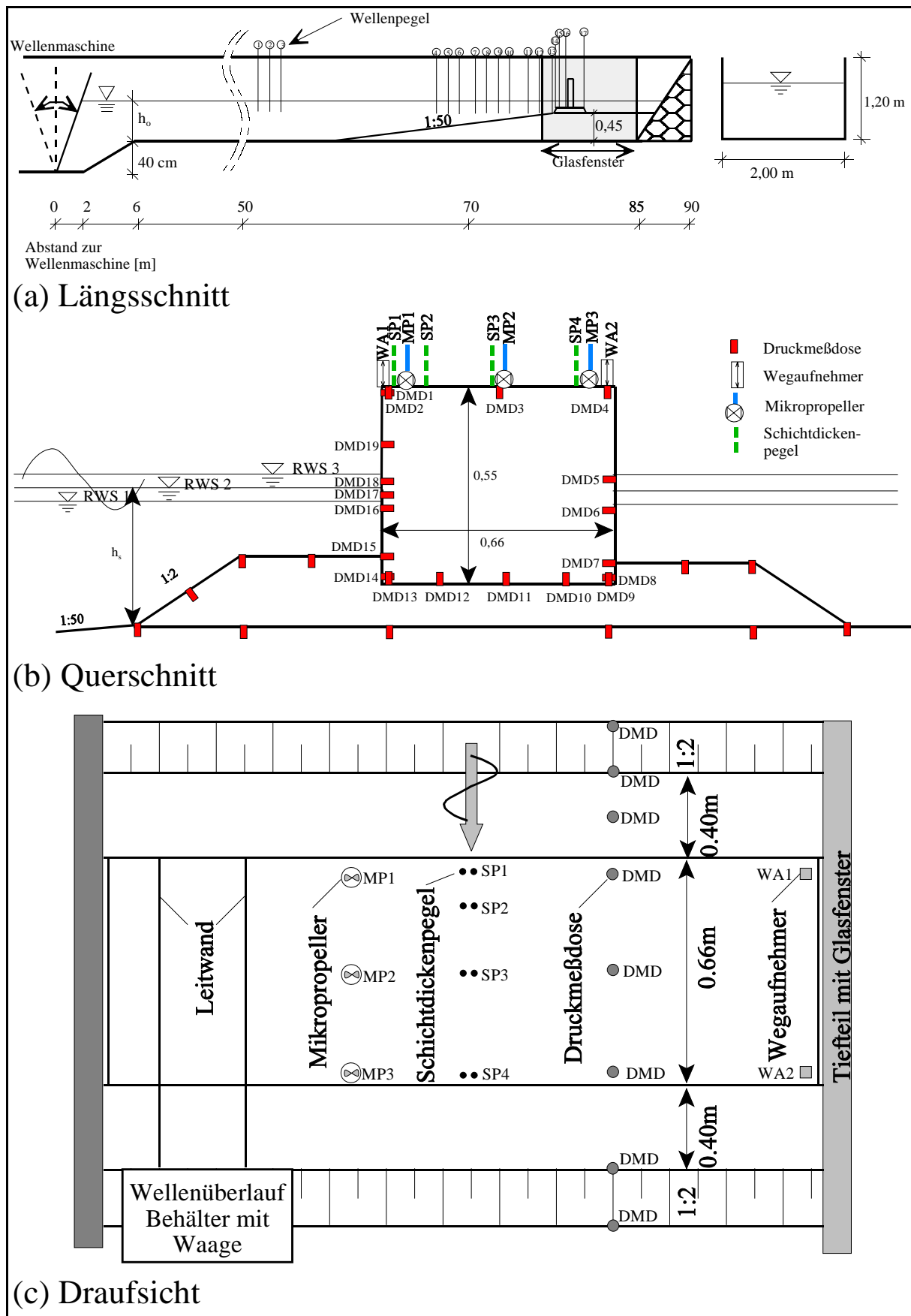


Abb. 3.6: Anordnung des Modells im Wellenkanal und Positionen der Meßgeräte

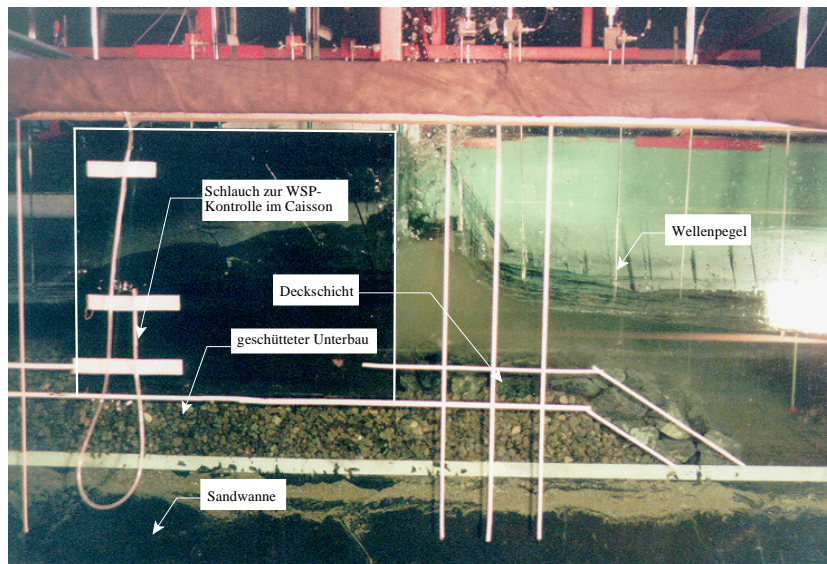


Abb. 3.7 (a):

Frontansicht des Modells durch das Glasfenster

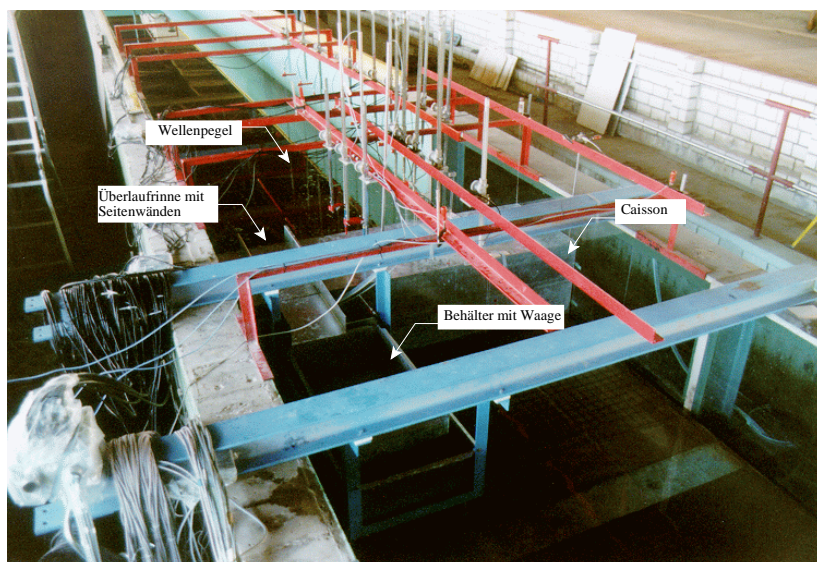


Abb. 3.7 (b):

Ansicht des Modells von Land
(Wellenüberlaufbehälter)

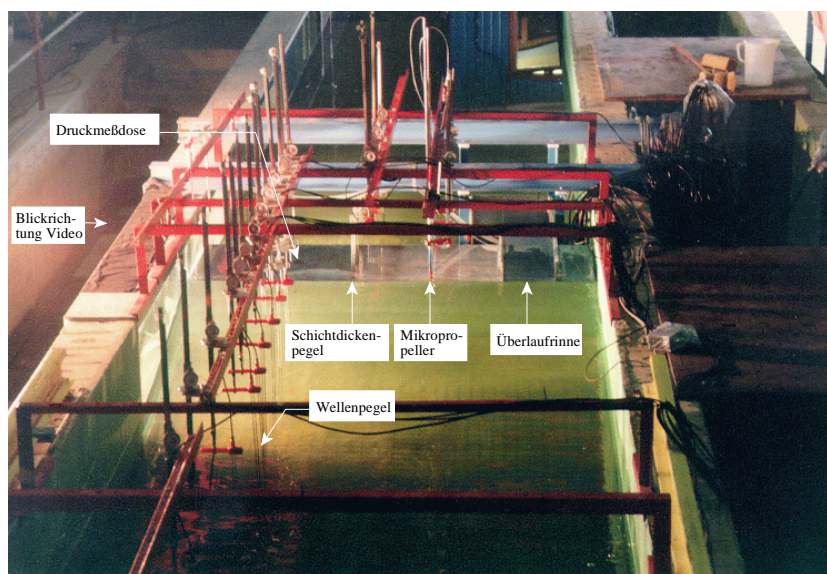


Abb. 3.7 (c):

Ansicht des Modells von der Seeseite

4 Analyse und Diskussion der experimentellen Ergebnisse

In den folgenden Abschnitten werden die wesentlichen Ergebnisse der durchgeführten Experimente vorgestellt. Hierbei wird entsprechend der zeitlichen Abfolge der Prozesse vorgegangen (Abb. 4.1). Zunächst folgt eine Beschreibung der Wellenparameter am Bauwerksfuß unter Berücksichtigung des Wellenbrechens und der Wellenreflexion.

Die Ermittlung der Wellenparameter in Abschnitt 4.1 stellt eine wesentliche Grundlage für die Beschreibung der funktionalen Abhängigkeiten des welleninduzierten Auftriebs vom einlaufenden Seegang dar. Die Klassifizierung der Modellversuche nach Brechertypen hat ihre Ursache in den Auswirkungen des Brechertyps auf die Bauwerksbelastung. Während bei nichtbrechenden bzw. gebrochenen Wellen eine pulsierende welleninduzierte Auftriebsbelastung zu erwarten ist, können stark brechende Wellen zu Druckschlägen führen. Um dies bei der Auswertung der welleninduzierten Auftriebsdrücke und -kräfte zu berücksichtigen, ist eine Klassifizierung der Modellversuche nach Brechertypen erforderlich. Die Wellenreflexion in Abhängigkeit der Bauwerksgeometrie sowie der Parameter des einlaufenden Seegangs beschreibt den Energieanteil des einlaufenden Seegangs, der vom Bauwerk reflektiert wurde und somit nicht am Bauwerk dissipiert bzw. transmittiert wird.

Die Untersuchungen zum „welleninduzierten Auftrieb ohne Wellenüberlauf“ infolge pulsierender Belastung und Druckschlagbelastung folgen in Abschnitt 4.2. Hierbei wird wie in Abschnitt 4.1 in der zeitlichen Reihenfolge der Belastung vorgegangen. Zunächst folgt die Beschreibung des welleninduzierten Auftriebs an der seewärtigen Kante der Bauwerkssohle für den Referenzzustand in Abhängigkeit des Brechverhaltens. Die auf diese Weise ermittelten funktionellen Abhängigkeiten werden für weitere Bauwerksgeometrien überprüft. Danach wird die Druckentwicklung an der Bauwerksunterseite ermittelt. In diesem Zusammenhang wird ein semi-theoretischer Ansatz zur Ermittlung der Druckentwicklung an der Bauwerksunterseite hergeleitet. Der semi-theoretische Ansatz wird für die verschiedenen Brechertypen sowie für ausgewählte Geometrievariationen überprüft.

In Abschnitt 4.3 wird der Einfluß des Wellenüberlaufs auf den wellenüberlaufinduzierten Auftrieb untersucht. Der wellenüberlaufinduzierte Auftrieb überlagert den welleninduzierten Auftrieb von der Binnenseite und verursacht somit einerseits eine zusätzliche Vertikalkomponente der Auftriebskraft und andererseits ein seewärts wirkendes Moment. Auch der wellenüberlaufinduzierte Auftrieb wird wie schon der welleninduzierte Auftrieb zuerst für den Referenzzustand und die verschiedenen Brechertypen analysiert, bevor dann Erweiterungen für weitere Bauwerksgeometrien durchgeführt werden.

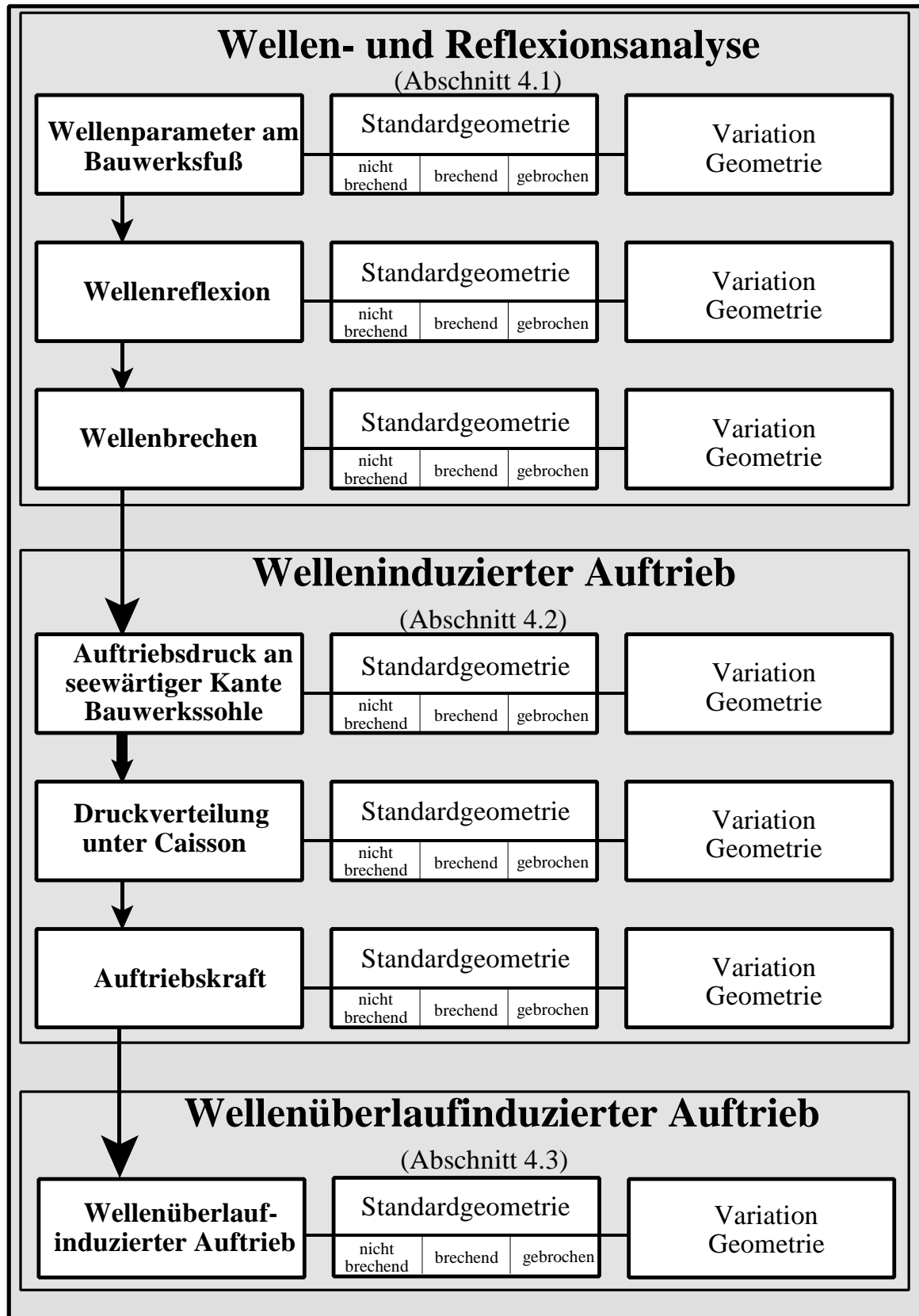


Abb. 4.1. Vorgehen bei der Auswertung, Analyse und Diskussion der experimentellen Ergebnisse

4.1 Wellen- und Reflexionsanalyse

4.1.1 Wellenparameter am Bauwerksfuß

Für die Belastung eines Bauwerks stellen die Wellenparameter am Bauwerksfuß (Wassertiefe h_s) neben dem Wasserstand die maßgebende Eingangsgröße dar. Aufgrund der topographischen Veränderungen des Vorstrandes kommt es zu einer Transformation der einlaufenden Tiefwasserwelle infolge Refraktion, Shoaling und Wellenbrechen (Abb. 4.2). Außerdem wird die Welle am Bauwerk selber reflektiert und beeinflusst somit die einlaufende Welle. Im folgenden werden die Ergebnisse der Wellenmessung im Wellenkanal dargestellt. Ziel der Untersuchung ist:

- die Bestimmung der Wellenparameter am Bauwerksfuß
- die Bestimmung des Reflexionsverhaltens der untersuchten Bauwerksgeometrien
- die Ermittlung des Brechverhaltens vor dem Bauwerk

Damit sollen die Eingangsgrößen für die weitere Auswertung des welleninduzierten Auftriebs und des Wellenüberlaufs ermittelt werden, da alle nachfolgenden Prozesse von den Wellenparametern am Bauwerksfuß abhängig sind.

Bei einem Caissonwellenbrecher ist der Fuß der vorgelagerten Berme aus Schüttsteinmaterial als Bauwerksfuß definiert (Wassertiefe h_s). Bis hier werden die Wellen im wesentlichen durch Refraktion und Shoaling verändert. Auf der Berme selber (Wassertiefe d) können die Wellen brechen. Sie werden dann zum Teil am monolithischen Bauwerk reflektiert.

Abb. 4.3 gibt einen Überblick der Pegelpositionen vor und hinter dem Bauwerk. Das untere Bild zeigt im Detail die Pegelpositionen im Nahfeld des Bauwerks.

Im Rahmen der Wellenanalyse wurden die Wellenpegel 2 bis 4 (Abb. 4.3) für die Bestimmung der ankommenden Welle ohne Reflexionseinfluß ausgewertet. Dazu wurde das Zeitfenster so gewählt, daß es nicht zu einer Überlagerung der ankommenden und der reflektierten Welle kommt. Außerdem wurden alle Wellenpegel vor dem Bauwerk (WP5 - WP16) für die Entwicklung der Welle über der Vorböschung und der Berme ausgewertet (Abb. 4.3). Hier ist ein Reflexionseinfluß vorhanden. Die Reflexionsanalyse, d.h. die Trennung der ankommenden und reflektierten Welle, wurde mittels der Pegelharfe (WP 11 bis 13) durchgeführt. Der Wellenpegel hinter dem Bauwerk (WP17) wurde zur Ermittlung der transmittierten Wellenhöhe im Rahmen der Untersuchungen zum wellenüberlaufinduzierten Auftrieb verwendet.

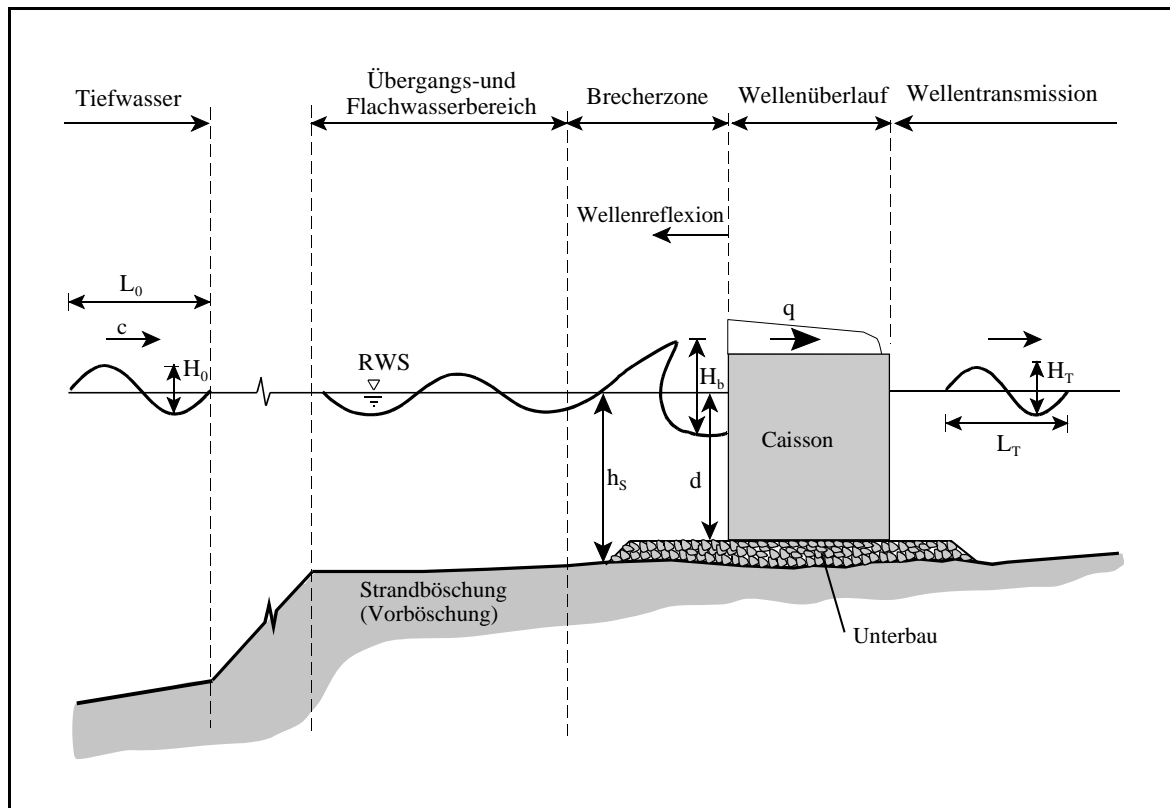


Abb. 4.2: Transformation der Welle vom Tiefwasser bis zum Bauwerk

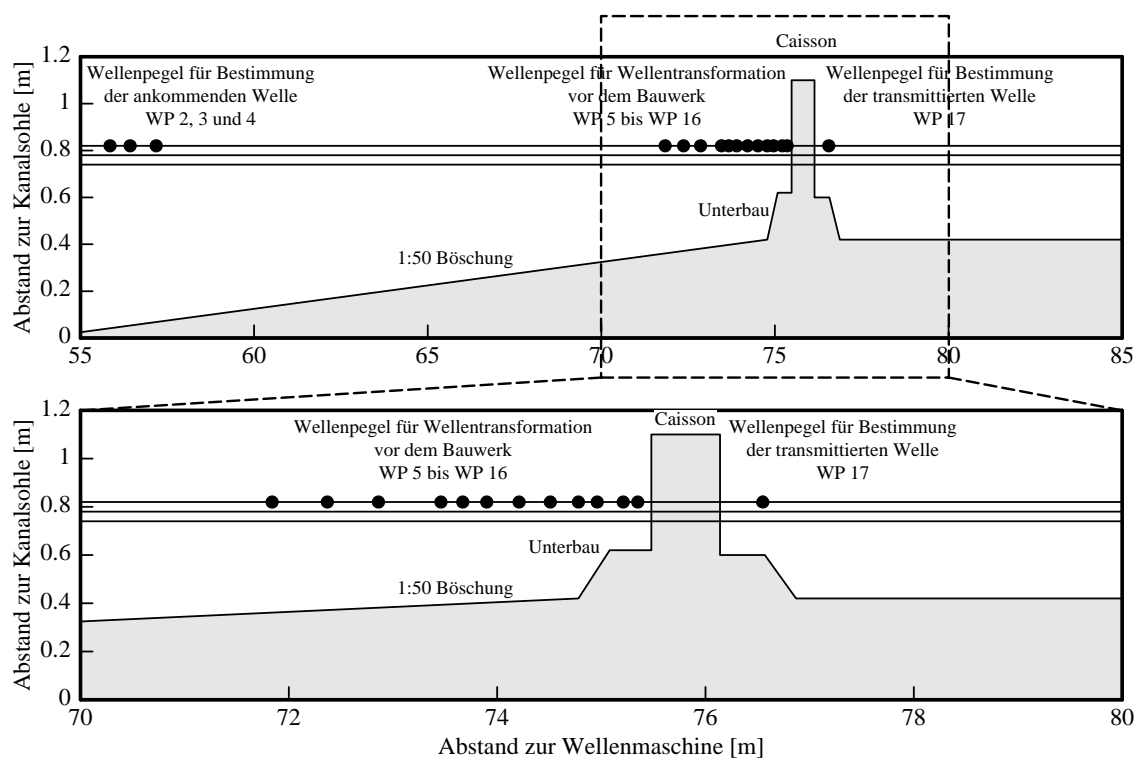


Abb. 4.3: Position der Wellenpegel für Wellen- und Reflexionsanalyse

4.1.2 Wellenbrechen

Im folgenden soll eine Klassifizierung der Modellversuche nach Brechertypen sowie eine Ermittlung der Übergangsbereiche zwischen den einzelnen Brechertypen durchgeführt werden. Die Klassifizierung nach Brechertypen stellt eine wichtige Grundlage für die Analyse des welleninduzierten Auftriebs dar, da dieser entscheidend vom Brechverhalten beeinflusst wird. Für die Klassifizierung der Modellversuche nach Brechertypen wird die rel. Wellenhöhe h_s/H am Bermenfuß verwendet. Es wird dabei in

(i) nicht brechende Wellen, (Abb. 4.6)

(ii) brechende Wellen (Abb. 4.7) und

(iii) gebrochene Wellen (Abb. 4.8)

unterschieden. Diese Unterscheidung ist erforderlich, um in den Abschnitten 4.1.3, 4.2 und 4.3 den Einfluß des Wellenbrechens auf die Bauwerksbelastung und die Wellenreflexion zu bestimmen.

In den Abb. 4.4 und Abb. 4.5 ist die relative Wellenhöhe H/h_s (mit: H = Wellenhöhe am Bermenfuß; h_s = Wassertiefe am Bermenfuß) als Funktion der fiktiven Wellensteilheit H/L_0 nach Brechertypen für *regelmäßige Wellen* und *Wellenspektren* dargestellt. Die Wellenparameter im Flachwasser wurden entsprechend der in Abschnitt 4.1 dargestellten Vorgehensweise ermittelt. Man erkennt sehr deutlich die Unterscheidung zwischen einzelnen Brechertypenbereichen. Es konnten die folgenden Übergänge für *regelmäßige Wellen* visuell bestimmt werden (Abb. 4.4):

nichtbrechende Wellen - brechende Wellen $(H/h_s) \approx 0,75$

brechende Wellen - gebrochene Wellen $(H/h_s) \approx 1,40$

Die Brechertypen wurden durch Videoanalyse aus den Versuchen bestimmt. Für *Wellenspektren*, die in Abb. 4.5 dargestellt sind, ergeben sich folgende Übergänge:

nichtbrechende Wellen - brechende Wellen $(H_{m0}/h_s) \approx 1,00$

brechende Wellen - gebrochene Wellen $(H_{m0}/h_s) \approx 1,50$

Die Bestimmung dieser Grenzwerte wird benötigt, um später die Belastungstypen (Auftriebsbelastung mit und ohne Druckschlag) unterscheiden zu können. Der Brechertyp hat eine direkte Auswirkung auf die Größenordnung der Druckbelastung (welleninduzierter Auftrieb, horizontale Druckbelastung).

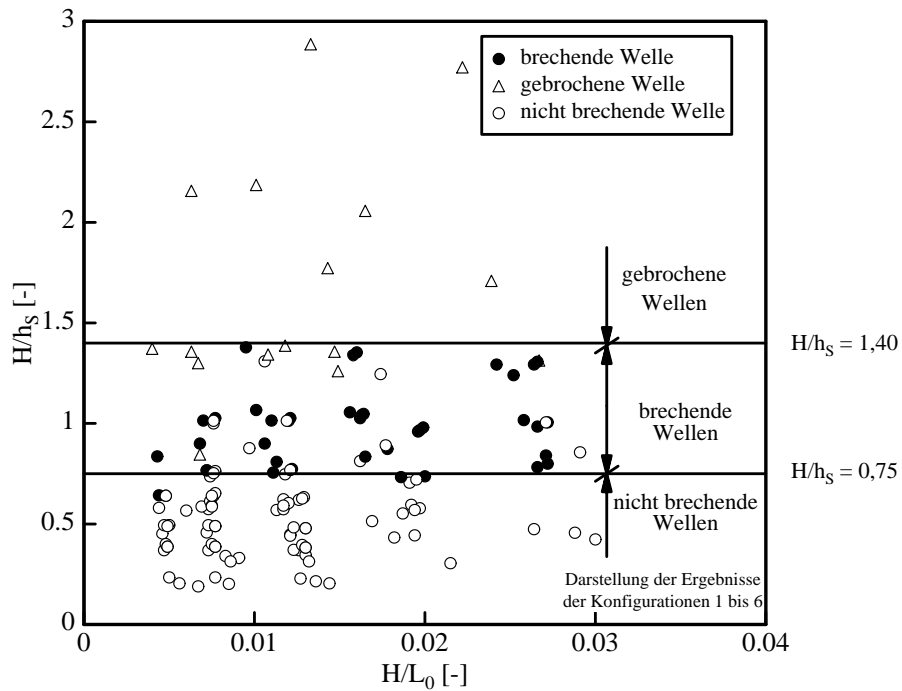


Abb. 4.4: Bestimmung der Grenzbereiche für die Brecherformen bei *regelmäßige Wellen*

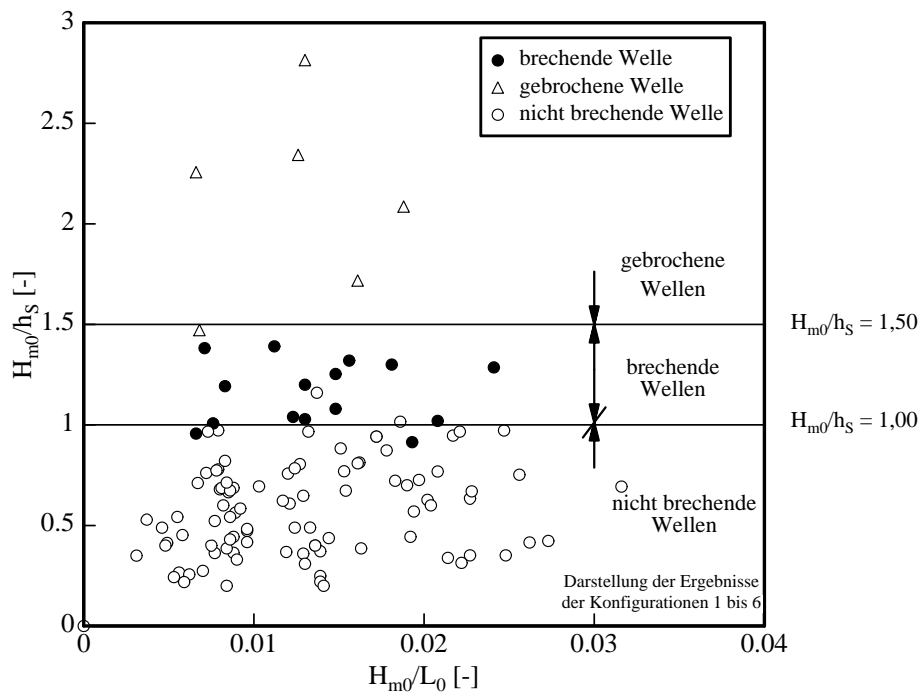


Abb. 4.5: Bestimmung der Grenzbereiche für die Brecherformen bei *Wellenspektren*

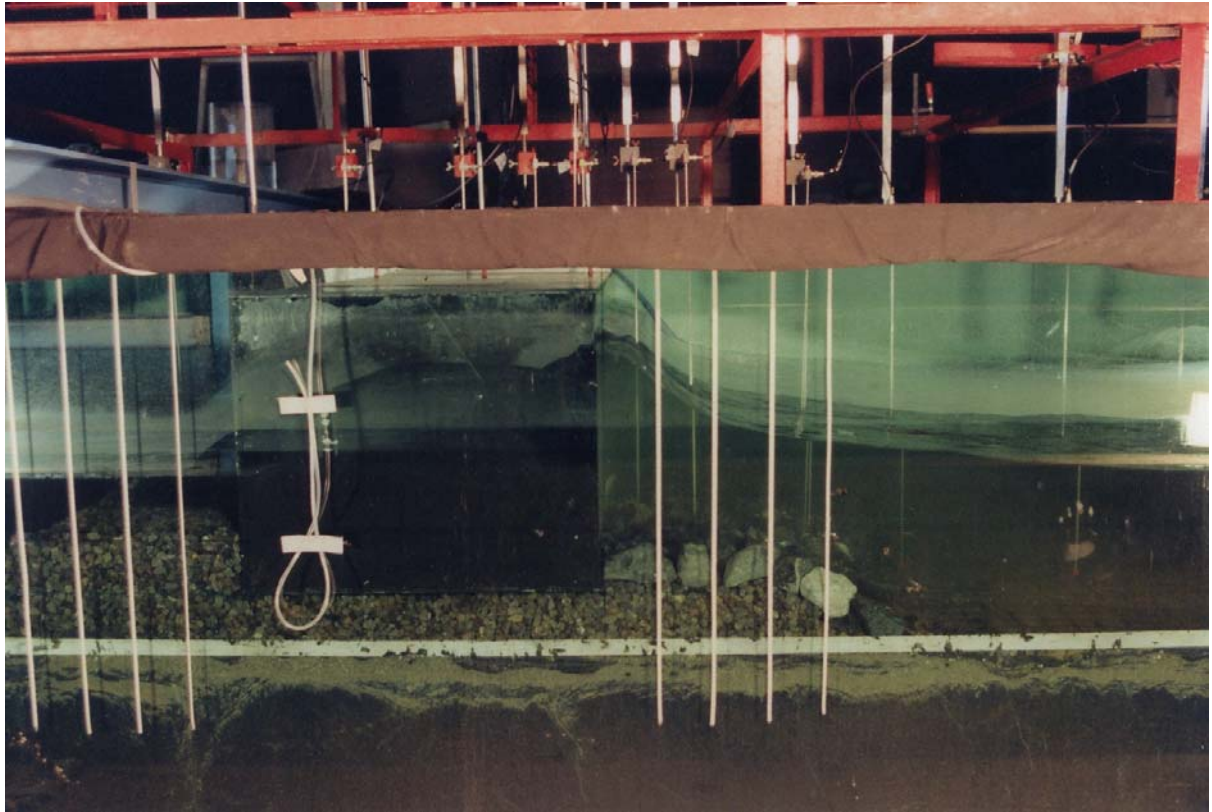


Abb. 4.6: nicht brechende Welle

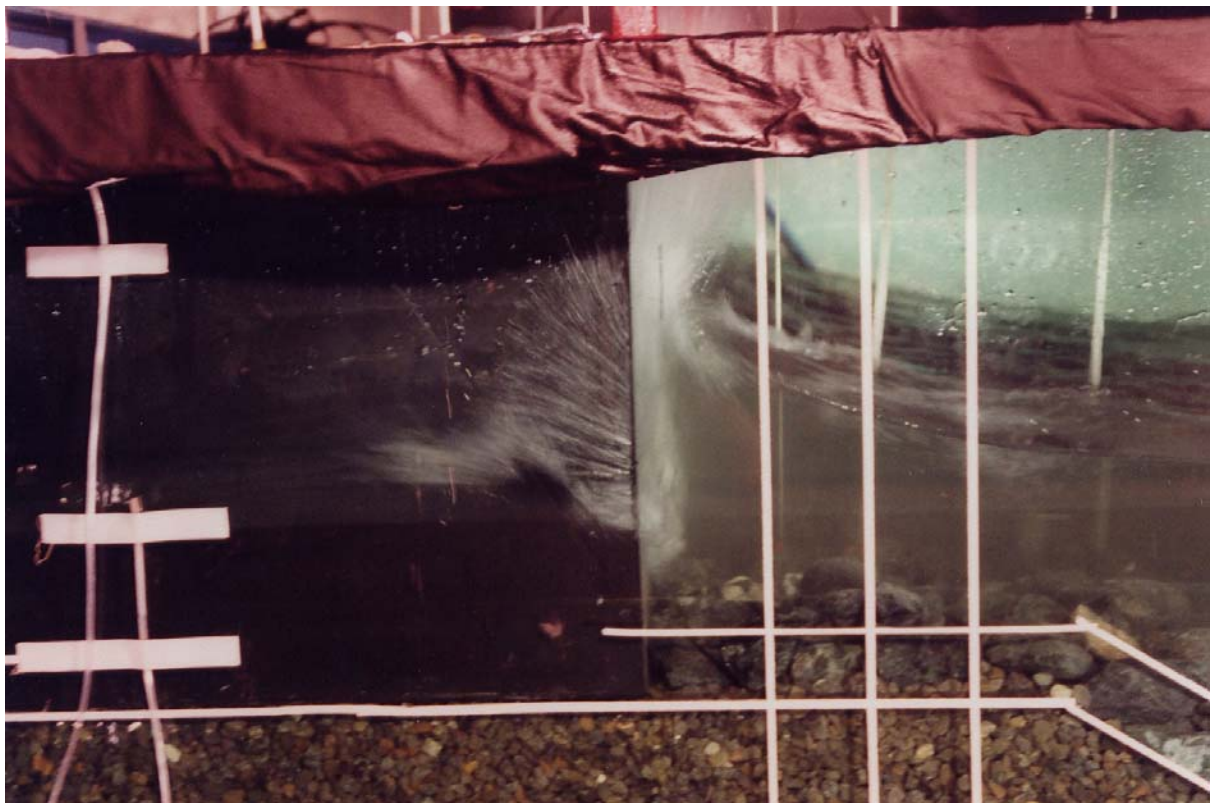


Abb. 4.7: brechende Welle

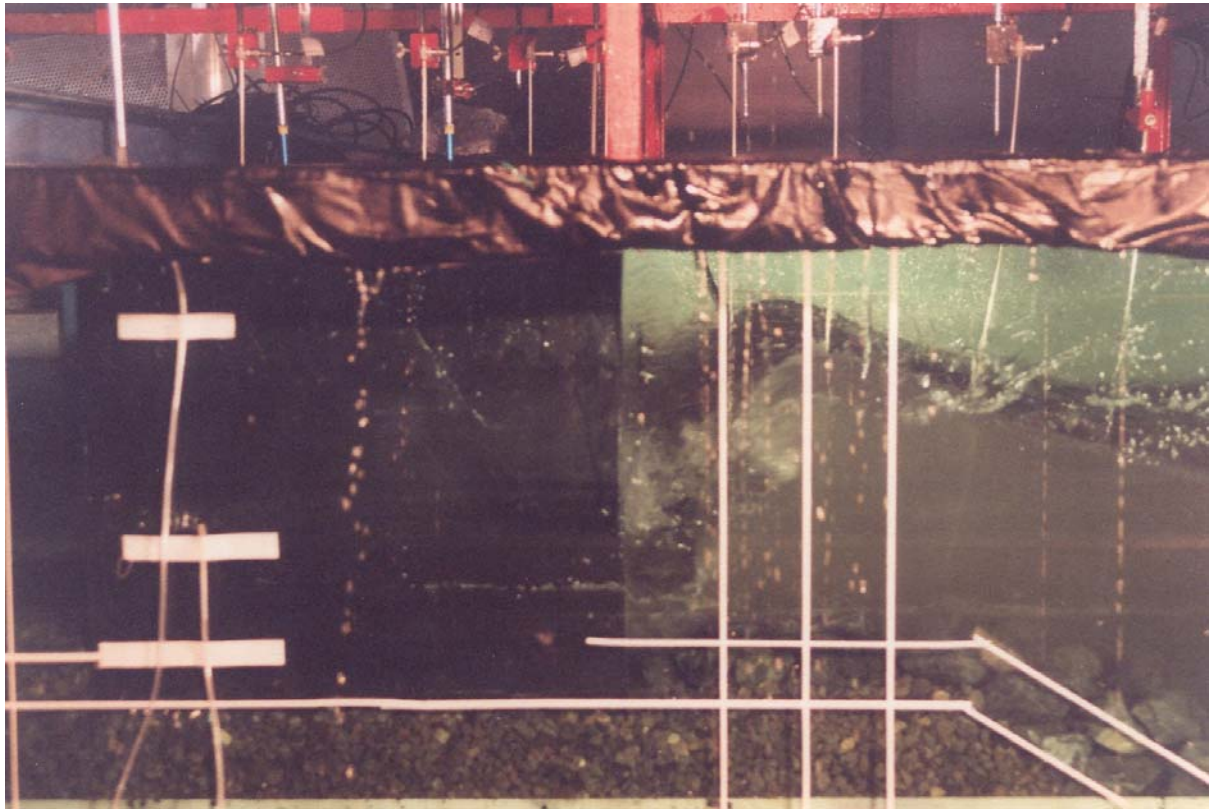


Abb.4.8: gebrochene Welle

4.1.3 Wellenreflexion

4.1.3.1 Anmerkungen zur Wellenreflexion

Für die Ermittlung der Wellenparameter vor einem Bauwerk werden im folgenden zwei Methoden angewandt: Wellenanalyse und Reflexionsanalyse. Der grundsätzliche Unterschied beider Verfahren besteht darin, daß bei der Wellenanalyse die lokale Welle an einem festen Ort analysiert wird, während bei der Reflexionsanalyse eine Trennung der lokalen Welle in ankommende und reflektierte Welle stattfindet. In Abb. 4.9 wird am Beispiel der Konfiguration 2 (hoher Unterbau; s. Abb. 3.1) der Unterschied in den Wellenparametern einer Wellenanalyse und einer Reflexionsanalyse dargestellt.

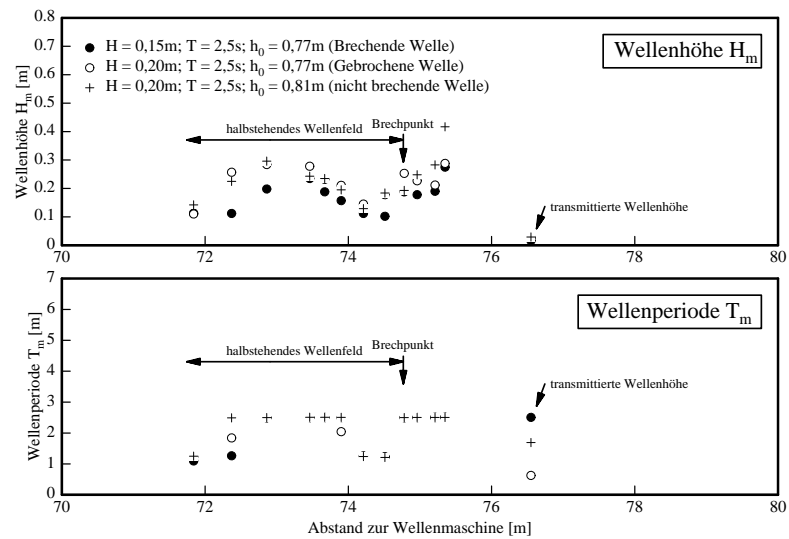
Bei der Wellenanalyse (Abb.4.9a) zeigt sich bei der Darstellung der mittleren Wellenhöhen H_m ein halbstehendes Wellenfeld mit einem Schwingungsbauch vor dem Caisson-Wellenbrecher. Der Brechpunkt kann durch einen starken Abfall in der Wellenhöhe am Beginn der Berme identifiziert werden. Bei einer Darstellung der Wellenperioden ergibt sich die eingesteuerte Wellenperiode an den Schwingungsbäuchen und die halbe Wellenperiode an den Schwingungsknoten aufgrund der um 90° phasenverschobenen reflektierten Wellen. Daher

findet die Wellenanalyse am Schwingungsknoten doppelt so viele Wellen, wie Wellen am Bauwerk ankommen.

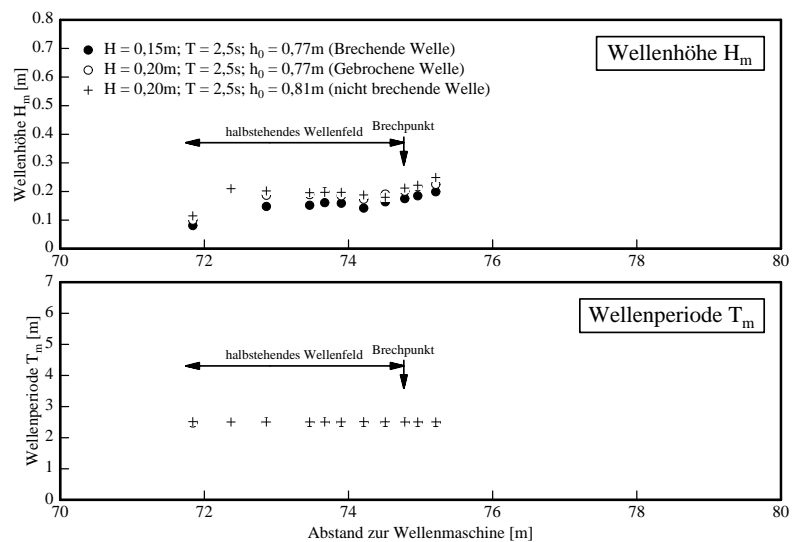
Die Reflexionsanalyse wird nach der 3-Pegel Methode von *Mansard u. Funke (1980)* durchgeführt. Die Wellenperioden sind konstant und die Wellenhöhen zeigen einen Anstieg auf der Berme infolge Shoaling. Dies gilt für alle untersuchten Brechertypen (gebrochene Wellen, nicht brechende Welle und brechende Welle). Es ist anzumerken, daß die Reflexionsanalyse im Bereich des Wellenbrechens streng genommen nicht anwendbar ist, da sie auf der Überlagerung linearer Fourierkomponenten aufbaut. Da es sich beim Wellenbrechen um einen stark nichtlinearen Prozeß handelt, ist die Überlagerung linearer Funktionen eigentlich nicht zulässig. Trotzdem liefert die Reflexionsanalyse auch im Bereich der gebrochenen bzw. brechenden Wellen relativ gute Ergebnisse (Abb. 4.9b).

Aus der hier dargestellten Reflexionsanalyse ergibt sich auch die Festlegung der Bezugswellenparameter. Bis zum Bermenfuß ist die ankommende Wellenhöhe nach der Reflexionsanalyse nahezu konstant. Dann beginnt der Einfluß der Berme, der sich in einem Anstieg der Wellenhöhe infolge Shoaling ausdrückt. Daher wurde der Bermenfuß für alle Versuche als Referenzort für die Bezugswellenhöhe definiert, die dann als ankommende Wellenhöhe durch eine Reflexionsanalyse bestimmt wurde.

(a) Wellenanalyse



(b) Reflexionsanalyse



(c) Position der Wellenpegel

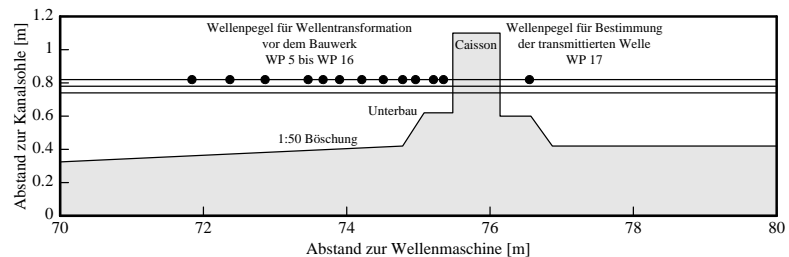


Abb. 4.9: Halbstehendes Wellenfeld der Wellenanalyse (a) und Wellenfeld nach Reflexionsanalyse (b)

Der Reflexionsgrad eines Bauwerks wird durch den Reflexionskoeffizienten k_R bestimmt. Dazu muß die ankommende Wellenenergie (E_i) in reflektierte (E_r), dissipierte (E_d) und transmittierte (E_t) Energie aufgeteilt werden.

$$E_i = E_r + E_d + E_t \quad (4.1)$$

Die reflektierte Wellenenergie (E_r) überlagert sich dabei der ankommenden Wellenenergie (E_i), was zu einer Erhöhung der lokalen Wellenhöhe führt. Daher ist eine Trennung der lokalen Wellenhöhe in ankommende Wellenhöhe H_i und reflektierte Wellenhöhe H_r mittels einer Reflexionsanalyse erforderlich. Zusätzlich ist auch der Reflexionskoeffizient k_r als Maß für die Reflexion zu bestimmen.

$$k_R = \sqrt{\frac{E_r}{E_i}} = \frac{H_r}{H_i} \quad (4.2)$$

Der Reflexionskoeffizient k_R drückt aus, welcher Anteil der einlaufenden Wellenenergie von einem Bauwerk reflektiert wird. Je höher die Wellentransmission (z.B. durch Wellenüberlauf) und die Dissipation (z.B. durch Wellenbrechen) sind, umso geringer ist die Wellenreflexion und damit der Reflexionskoeffizient k_R . Damit hängt der Reflexionskoeffizient unmittelbar von den Bauwerkseigenschaften und den Wellenparametern der ankommenden Welle ab.

$$k_R = f(\text{Wellenparameter am Bauwerksfuß, Wassertiefe, Bauwerkseigenschaften})$$

Zu den Bauwerkseigenschaften gehören die Geometrie der Berme (Bermenhöhe, Bermenlänge) sowie die geometrischen Eigenschaften der Vorderseite eines monolithischen Bauwerks. Die Wellenparameter am Bauwerksfuß (Fuß der Berme) werden durch die lokale Wellenhöhe H und die lokale Wellenlänge L bei der Wassertiefe h_s beschrieben.

$$L = \frac{g T^2}{2 \pi} \tanh \left(\frac{2 \pi h_s}{L} \right) \quad (4.3)$$

Dabei ist zu berücksichtigen, daß das Wellenverhalten in unmittelbarer Bauwerksnähe durch die Bauwerkseigenschaften (Berme, Frontgeometrie) beeinflusst wird und die Wellen u.U. brechen. Um das Reflexionsverhalten eines Bauwerks zu beschreiben, muß auch das Brechverhalten berücksichtigt werden. Da es sich beim Wellenbrechen um einen nichtlinearen Prozeß handelt, ist zu ermitteln, inwieweit das Reflexionsverhalten von den verschiedenen, die Nichtlinearität beschreibenden Parametern abhängt, die im folgenden dargestellt werden. Die wichtigsten Nichtlinearitätsparameter und ihre Anwendungsbereiche sind in Tab. 4.1 zusammengefasst.

Im folgenden soll nun untersucht werden, welcher dieser Nichtlinearitätsparameter sich am besten für die Beschreibung der Wellenreflexion eignet und welchen Einfluß die Caissongeometrie auf das Reflexionsverhalten hat.

Tab.4.1: Nichtlinearitätsparameter

Nr.	Name	Abkürzung	Bedeutung	Funktion
1	Wellensteilheit	s	Brechverhalten im Tiefwasser	$s = H/L$
2	rel. Wassertiefe	k_*	Orbitalbewegung der Wasserpartikel	$k_* = h_s/L$
3	<i>Ursell-Parameter</i>	Ur	Gültigkeit von Wellentheorien	$Ur = s/k_*^3$
4	rel. Wellenhöhe	H_*	Wellenbrechen im Flachwasser	$H_* = k_*/s$
5	<i>Keulegan-Mason-Zahl</i>	KM	Wellentransmission an Riffen	$KM = k_*/s^{1/2}$
6	<i>Goda-Parameter</i>	Π	Gültigkeit von Wellentheorien	$\Pi = s \coth^3(2\pi k_*)$

4.1.3.2 Auswahl eines Nichtlinearitätsparameters zur Beschreibung der Wellenreflexion

Am Beispiel der Standardgeometrie (Konfig 6; s. Abb.3.1) sowie der Experimente mit teilweise geneigter Front (Konfig 7 bis 9; s. Abb. 3.1) soll ein für das Reflexionsverhalten von Caissonwellenbrechern geeigneter Nichtlinearitätsparameter ausgewählt werden. Die Experimente mit teilweise geneigter Front wurden hinsichtlich einer Erweiterung der zur Verfügung stehenden Daten in die Analyse aufgenommen, da kein signifikanter Unterschied im Reflexionsverhalten zwischen den Experimenten der Standardgeometrie sowie den Experimenten mit teilweise geneigter Front besteht.

Für die Bestimmung des Reflexionsverhaltens wurde die Wassertiefe d über der Berme und nicht die Wassertiefe h_s am Bermenfuß verwendet, da das Brechverhalten und die Ausbreitung der gebrochenen Welle bis zum Caisson selber und damit auch die Reflexion der gebrochenen Welle vom Caisson besser durch die Wassertiefe d über der Berme als durch die Wassertiefe h_s am Bermenfuß charakterisiert wird. Dies konnte im Rahmen entsprechender Untersuchungen (*Oumeraci u. Schüttrumpf, 2001*) nachgewiesen werden.

Der Einfluß der Nichtlinearitätsparameter in Tab. 4.1 auf das Reflexionsverhalten wurde am Beispiel *regelmäßiger Wellen* untersucht. Es wurden nur *regelmäßige Wellen* untersucht, um Zusammenhänge zwischen dem Reflexionskoeffizienten k_R und den Nichtlinearitätsparametern deutlicher aufzuzeigen. Auf *Wellenspektren* wird in Abschnitt 4.1.3.4 eingegangen. Außerdem

sollen hier nur die wesentlichen Ergebnisse dargestellt werden. Eine umfassende Darstellung der Ergebnisse zu den Nichtlinearitätsparametern für alle untersuchten Konfigurationen ist im LWI-Bericht Nr. 871 (*Oumeraci u. Schüttrumpf, 2001*) gegeben.

Der Reflexionskoeffizient k_R ist als Funktion der sechs ausgewählten Nichtlinearitätsparameter in Abb. 4.10 dargestellt. Der beste funktionale Zusammenhang konnte zwischen dem Reflexionskoeffizienten k_R und der rel. Wellenhöhe d/H ermittelt werden. Die Auswahl des Parameters d/H wurde anhand physikalisch plausibler Anpassungsfunktionen getroffen, die den größten Bestimmtheitsgrad r^2 und den kleinsten Variationskoeffizienten σ' ergaben. Nach Abb. 4.11 wurde die folgende Ausgleichsfunktion für *regelmäßige Wellen* ermittelt:

$$k_R = \tanh\left(0,86 \frac{d}{H}\right) \quad \text{mit: } r^2 = 0,78; \sigma' = 6,6\% \quad (4.4)$$

mit: σ' = relative Standardabweichung

= absolute Standardabweichung σ_{k_R} / Mittelwert \bar{k}_R

Als physikalische Randbedingungen für diese Funktion ergeben sich:

$$\begin{aligned} \frac{d}{H} \rightarrow \infty &\Rightarrow k_R = 1 \text{ (vollständige Reflexion)} \\ \frac{d}{H} = 0 &\Rightarrow k_R = 0 \text{ (keine Reflexion)} \end{aligned} \quad (4.5)$$

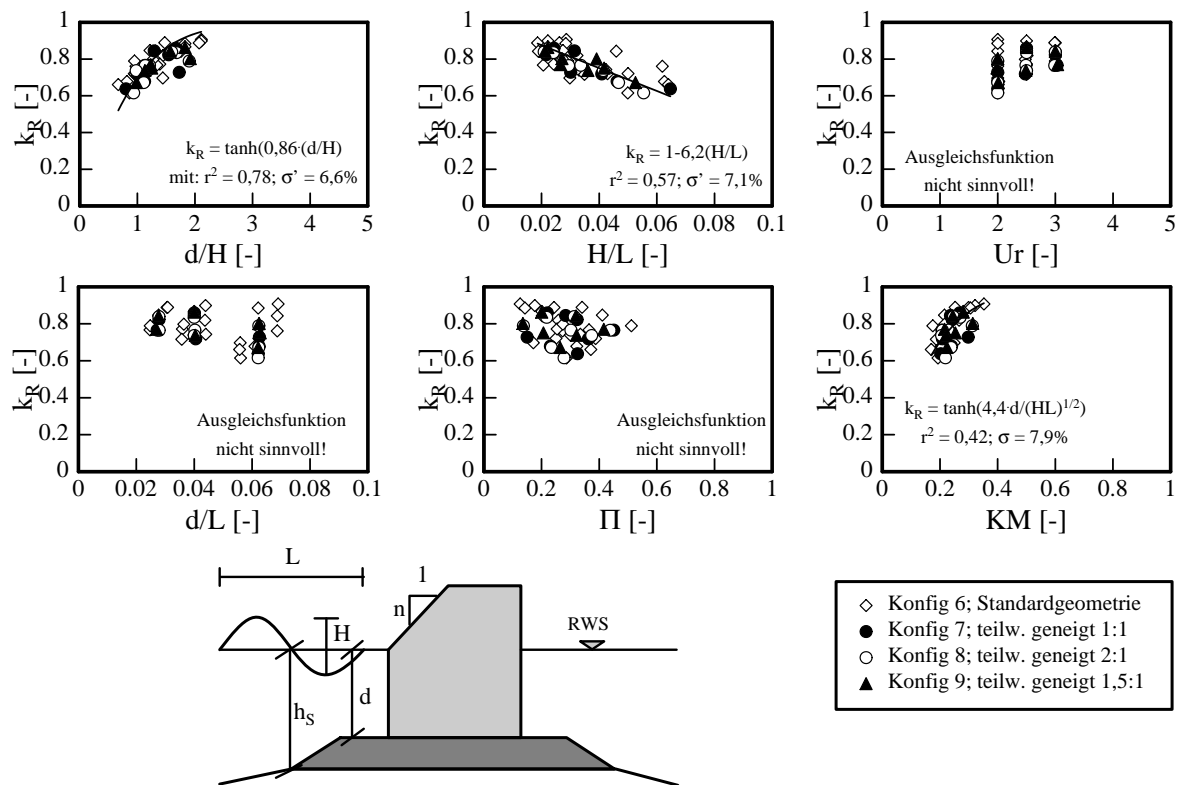


Abb.4.10: Einfluß verschiedener Nichtlinearitätsparameter auf den Reflexionskoeffizienten k_R (regelmäßige Wellen)

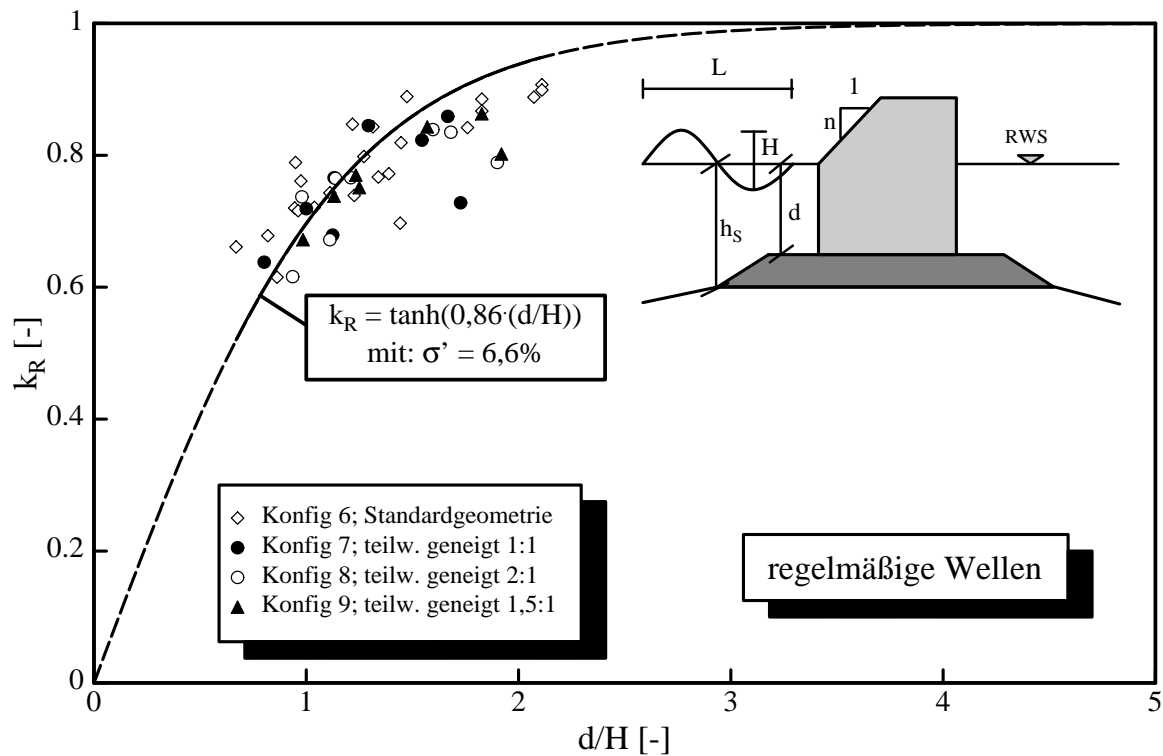


Abb. 4.11: Abhängigkeit des Reflexionskoeffizienten k_R von der rel. Wassertiefe d/H für regelmäßige Wellen

4.1.3.3 Einfluß des Brechertyps auf die Wellenreflexion

Um den Einfluß des Brechertyps auf die Wellenreflexion zu ermitteln, wurden die in Abb. 4.11 dargestellten Versuche in Abhängigkeit des Brechertyps

- nicht brechende Wellen
- brechende Wellen
- gebrochene Wellen

in Abb. 4.12 aufgetragen. Es kann gezeigt werden, daß die nichtbrechenden Wellen wie zu erwarten zu höheren Reflexionskoeffizienten ($0,7 < k_R < 0,9$) führen, während die Reflexionskoeffizienten der gebrochenen Wellen ($0,6 < k_R < 0,75$) darunter liegen. Die Ausgleichsfunktion beschreibt das Reflexionsverhalten der gebrochenen und brechenden Wellen sehr gut und überschätzt leicht das Reflexionsverhalten der nicht brechenden Wellen für große relative Wellenhöhen $d/H > 1,5$. Hieraus kann geschlossen werden, daß die ermittelte Ausgleichsfunktion das Reflexionsverhalten für die verschiedene Brechertypen erfaßt.

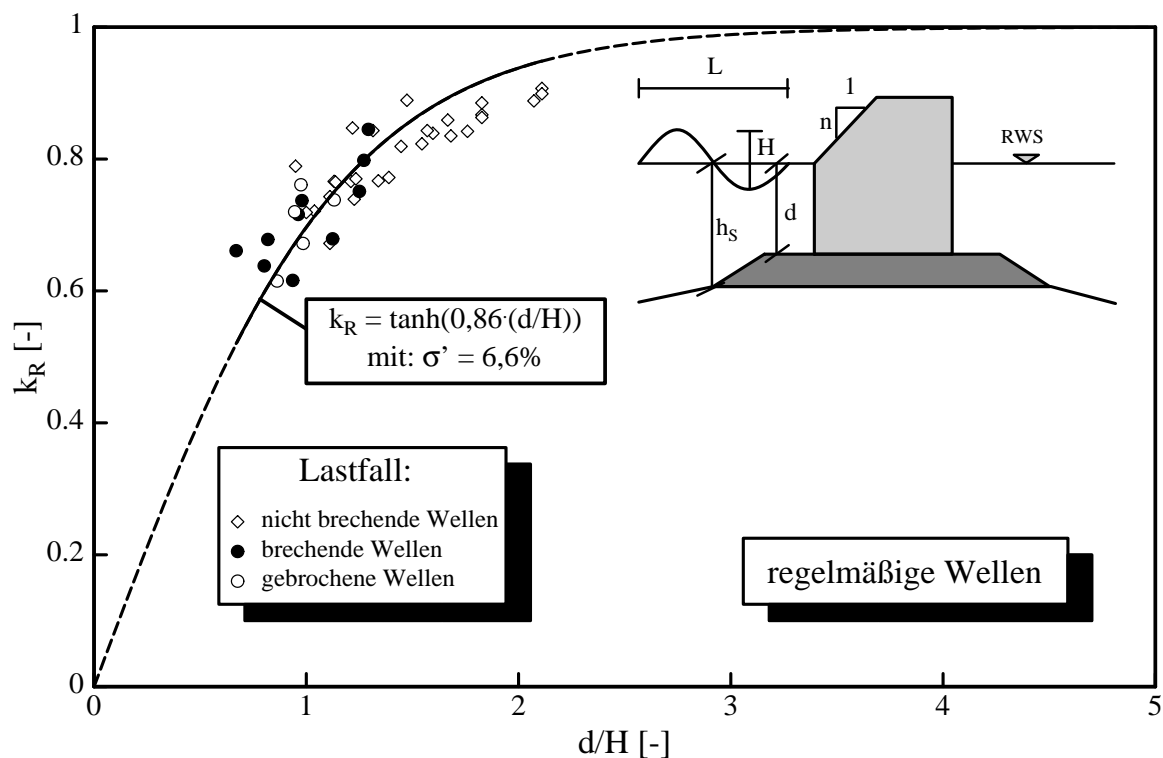


Abb. 4.12. Einfluss des Brechverhaltens auf die Wellenreflexion

4.1.3.4 Einfluß der Bauwerksgeometrie auf die Wellenreflexion

In Abschnitt 4.1.3.2 wurde die relative Wellenhöhe d/H als maßgebender Nichtlinearitätsparameter für die Beschreibung der Wellenreflexion an senkrechten Wellenbrechern ausgewählt. Im folgenden soll nun anhand der relativen Wassertiefe d/H der Einfluß verschiedenartiger Geometrien auf den Reflexionskoeffizienten k_R untersucht werden. In diesem Zusammenhang soll der Einfluß der folgenden Parameter auf die Wellenreflexion geklärt werden (Abb. 4.13):

- Neigung der Caissonfront (n:1)
- Bermenhöhe (h_b)
- Höhe des Unterbaus (h_r)
- Bermenbreite (B_b)

Die hier untersuchten Bauwerksparameter sind in Abb. 4.13 definiert. Eine vollständige und detaillierte Untersuchung des Reflexionsverhaltens für *regelmäßige Wellen* und *Wellenspektren* ist im LWI-Bericht Nr. 871 (*Oumeraci u. Schüttrumpf, 2001*) dargestellt. An dieser Stelle sollen nur die wichtigsten Ergebnisse vorgestellt werden.

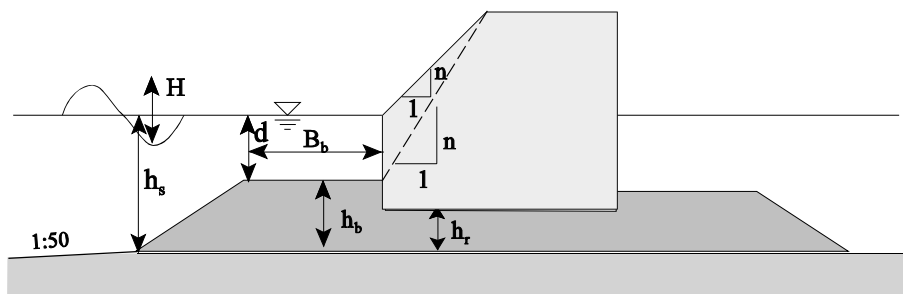


Abb. 4.13: Parameterdefinition

Im folgenden werden nur die Ergebnisse von Versuchen mit *Wellenspektren* dargestellt. Als Wellenparameter werden die Wellenhöhe H_{m0} sowie die Peakperiode T_p verwendet, die sich aus einer Wellenanalyse im Frequenzbereich (Fouriertransformation) ergeben.

Um den Einfluß der verschiedenen Bauwerksgeometrien auf das Reflexionsverhalten der Wellen zu untersuchen, wurde wie folgt vorgegangen:

- (a) Ermittlung einer Referenzfunktion

Auf der Grundlage der Versuchsergebnisse der Konfigurationen 1, 3 und 6 (s. Abb. 3.1), die sich lediglich in der Bermenhöhe unterscheiden, wurde eine Referenzfunktion (s. Abb. 4.14.a):

$$k_R = \tanh\left(0,87 \frac{d}{H_{m0}}\right) \quad \text{mit: } \sigma' = 9,6\% \quad (4.6)$$

für *Wellenspektren* ermittelt. In dieser Funktion wird nur die rel. Wellenhöhe d/H_{m0} und damit der Einfluß der Bermenhöhe berücksichtigt. Der Einfluß der Bauwerksparameter B_b , h_r und n bleiben unberücksichtigt.

- (b) Vergleich der Versuchsdaten anderer Bauwerkstypen mit der Referenzfunktion

In den Abb. 4.14.b bis 4.14.d ist Gl. (4.6) zusammen mit den Versuchsergebnissen der anderen Konfigurationen dargestellt. Abb. 4.14.b zeigt eine Darstellung für Versuchskonfigurationen unterschiedlicher Bermenbreite, Abb. 4.14.c einen Vergleich mit Versuchsergebnissen teilgeneigter Caissonvorderseiten und Abb. 4.14.d einen Vergleich mit Versuchsergebnissen vollgeneigter Caissonvorderseiten. Ein Einfluß der Bauwerksgeometrie ist aus diesen Abbildungen jedoch kaum erkennbar. Dies gilt auch für den Einfluß der Unterbauhöhe h_r , der eine höhere Wellentransmission unter dem Bauwerk erwarten lässt.

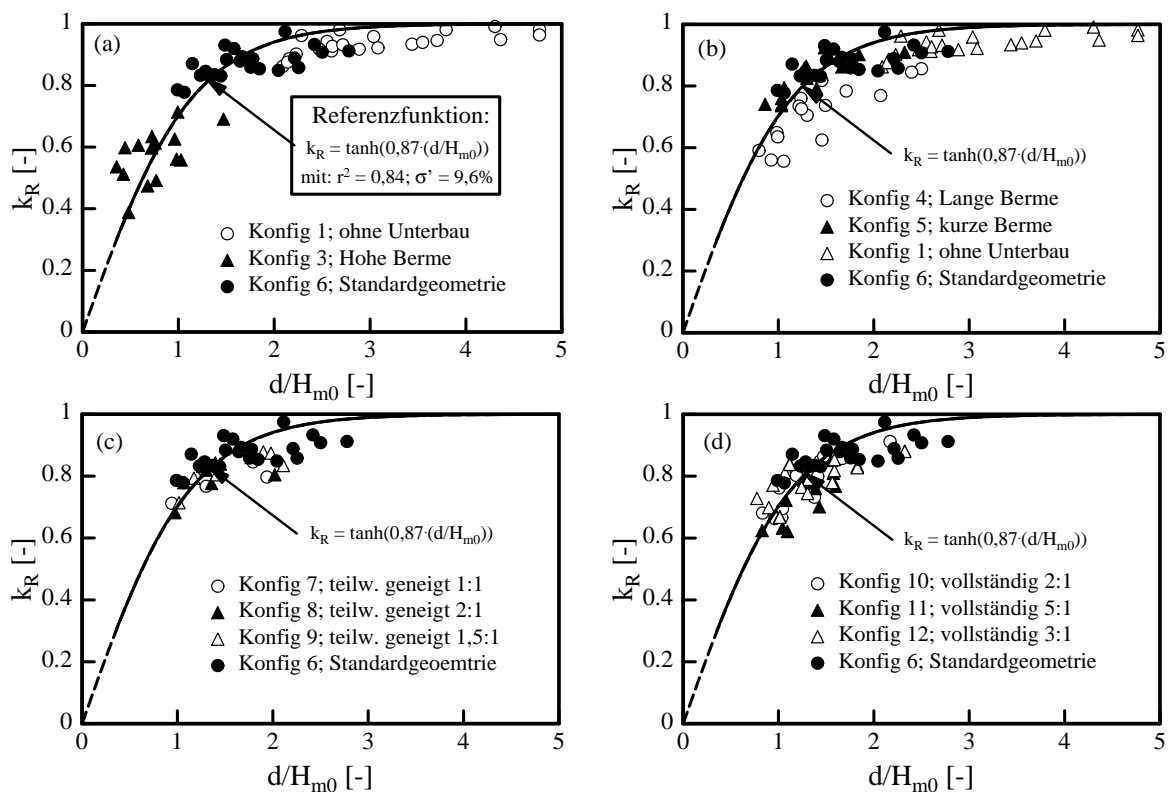


Abb. 4.14: Bestimmung der Wellenreflexion für alle untersuchten Bauwerkstypen (*Wellenspektren*) (s. Abb. 3.1 für Definition der Konfigurationen)

Daher wurde in Abb. 4.15 das Verhältnis aus gemessenem (Index: gem) und berechnetem (Index: ger) (s. Gl. 4.7) Reflexionskoeffizienten k_R als Funktion dimensionsloser Bauwerksparemeter dargestellt.

$$\frac{k_{R,gem}}{k_{R,ger}} = \frac{k_{R,gem}}{\tanh\left(0,87 \frac{d}{H_{m0}}\right)} = f\left(\frac{B_b}{H_{m0}}; \frac{1}{n}\right) \quad (4.7)$$

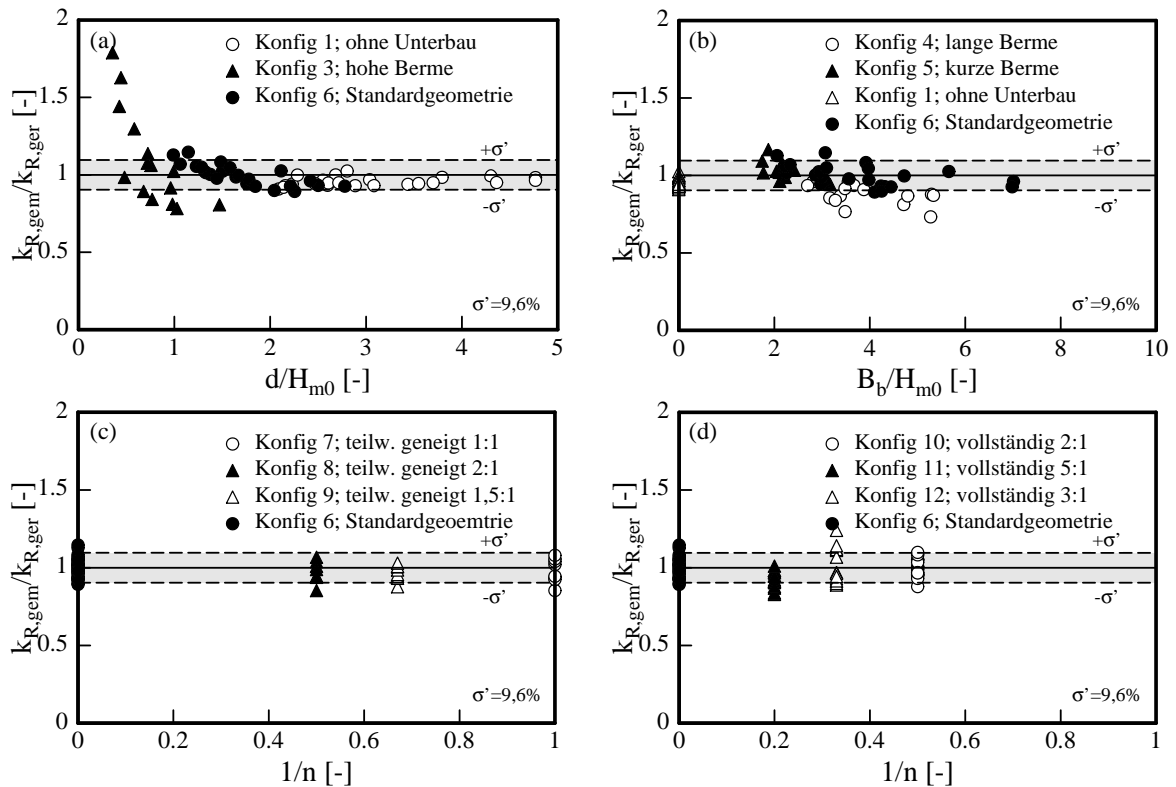


Abb. 4.15: Einfluß verschiedener Bauwerksparemeter auf die Wellenreflexion

Abb. 4.15.a zeigt die Übereinstimmung zwischen gemessenen und gerechneten Reflexionskoeffizienten in Abhängigkeit der rel. Wellenhöhe d/H_{m0} . Es ist keine Abhängigkeit des Verhältnisses $k_{R,gem}/k_{R,ger}$ von der rel. Wassertiefe d/H_{m0} erkennbar. Nur für kleine rel. Wassertiefen $d/H_{m0} < 0,5$, die den gebrochenen Wellen zugeordnet werden können, liegen die gemessenen Reflexionskoeffizienten deutlich höher als die nach Gl. (4.15) berechneten Reflexionskoeffizienten. Dies liegt im wesentlichen am steilen Gradienten von Gl. (4.7) für $d/H_{m0} < 0,67$ (s. Abb. 4.14.a).

Abb. 4.15.b zeigt das Verhältnis aus gemessenem und berechnetem Reflexionskoeffizienten als Funktion der rel. Bermenbreite B_b/H_{m0} . Ein signifikanter Einfluß der relativen Bermenbreite ist nicht erkennbar und die Meßergebnisse liegen überwiegend im Streubereich von Gl. (4.7) mit einem Variationskoeffizienten von $\sigma' = 9,6\%$.

Abb. 4.15.c zeigt die Abhängigkeit von $k_{R, \text{gem}}/k_{R, \text{ger}}$ von der Frontneigung $1/n$ für teilweise geneigte Bauwerksfronten. Ein Einfluß einer teilgeneigten Front auf die Wellenreflexion ist nicht zu erkennen. Dies war auch zu erwarten, da Wellenenergie überwiegend unterhalb des Ruhewasserspiegels reflektiert wird und der teilweise geneigte Teil oberhalb des Ruhewasserspiegels sehr steil ist. Abb. 4.15.d bestätigt die Ergebnisse der teilweise geneigten Fronten für vollständig geneigte Fronten. Auch für vollständig geneigte Fronten ist kein signifikanter Einfluß der Frontneigung auf die Wellenreflexion erkennbar.

Ziel dieser Vorgehensweise war die Bestimmung von Korrekturfaktoren γ_i für den Reflexionskoeffizienten. Allerdings wird aus Abb. 4.15 ersichtlich, daß die untersuchten Bauwerksparameter die Wellenreflexion nicht signifikant verändern. Alle Versuchsergebnisse liegen mit wenigen Ausnahmen, die den gebrochenen Wellen zugeordnet werden können, innerhalb der Streuung der Referenzfunktion (Gl. 4.7). Daher kann der Einfluß der Bermenbreite und der Frontneigungen auf das Reflexionsverhalten innerhalb der Variationsbreite der untersuchten Parameter unberücksichtigt bleiben.

4.1.4 Zusammenfassung und Bewertung der Ergebnisse

Die Bestimmung der maßgebenden Wellenparameter ist wesentliche Voraussetzung für die Bestimmung aller nachfolgenden Prozesse (Wellenüberlauf, welleninduzierter Auftrieb, etc.). Daher wurde auf der Grundlage einer gleitenden Reflexions- und Wellenanalyse zuerst eine Referenzposition ermittelt. Als Referenzposition für die Bestimmung der Wellenparameter wurde der Bermenfuß für alle untersuchten Konfigurationen ausgewählt. Anschließend wurde der Reflexionskoeffizient für alle durchgeführten Modellversuche bestimmt und als Funktion verschiedener Nichtlinearitätsparameter ausgewertet. Es konnte gezeigt werden, daß sich die relative Wassertiefe d/H über der Berme vor dem Caissonbauwerk am besten zur Beschreibung des Reflexionsverhaltens eignet und weitere Korrekturfaktoren γ_i für die Bauwerksgeometrie nicht berücksichtigt werden müssen, da der Einfluß der untersuchten Bauwerksgeometrien sich nicht signifikant von dem Reflexionsverhalten der Standardgeometrie (Konfig 6) unterscheidet. Die folgende Funktion konnte zur Bestimmung des Reflexionskoeffizienten k_R für

Wellenspektren bestimmt werden:

$$k_R = \tanh\left(0,87 \frac{d}{H_{m0}}\right) \quad \text{mit: } \sigma' = 9,6\% \quad (4.8)$$

Diese Gleichung stellt eine deutliche Verbesserung früherer Untersuchungen dar. *Allsop (1999)* gibt auf der Grundlage einer intensiven Schrifttumsanalyse lediglich Anhaltswerte für Reflexionskoeffizienten an:

$k_R = 0,7 \div 0,9$ bei wenig Wellenbrechen und niedriger Berme

$k_R = 0,5 \div 0,7$ bei starkem Wellenbrechen und/oder hoher Berme

In diesem Wertebereich liegen auch die Reflexionskoeffizienten der vorliegenden Untersuchungen, sie können jedoch durch Berücksichtigung der relativen Wellenhöhe d/H exakter ermittelt werden.

Gültigkeit besitzt diese Gleichung im Wertebereich der vorliegenden Untersuchungen, d.h. für die folgenden geometrischen Verhältnisse:

$$0,5 < d/H_{m0} < 5 \text{ und}$$

$$0 < B_b/H_{m0} < 8 \text{ sowie}$$

Vertikale Wand bis 2:1 Neigung

und die folgenden hydraulischen Randbedingungen:

$$0,02 < H/L < 0,07;$$

$$2 < U_r < 3,5;$$

$$0,02 < d/L < 0,08$$

Es wurde festgestellt, daß Bermenbreite und Frontneigung keinen Einfluß auf die Wellenreflexion haben. Wie bereits erwähnt, wirken die relativ steilen Frontneigungen eher wie eine vertikale Wand als wie eine flache Böschung. Außerdem wird ein Teil der einlaufenden Wellenenergie bereits an der Berme aufgrund des Böschungssprungs von der Wassertiefe h_s zur Wassertiefe d reflektiert und gelangt nicht bis zum Caisson. Daher ist auch nur ein geringer Einfluß der Frontneigung auf den Reflexionskoeffizienten zu erwarten. Dies gilt ähnlich für den Einfluß der Bermenbreite auf die Wellenreflexion. Ein Teil der Wellenenergie wird bereits an der Berme selber reflektiert und der Rest am Bauwerk. Aufgrund der im Verhältnis zur Wellenlänge kurzen Bermen konnte meßtechnisch kein Einfluß der Bermenbreite auf die Wellenreflexion ermittelt werden.

Anschließend wurden alle Versuche nach ihrem Brechverhalten in Versuche mit (i) nicht brechenden Wellen, (ii) brechenden Wellen und (iii) gebrochenen Wellen unterteilt. Als Übergang von den nicht brechenden Wellen zu den brechenden Wellen wurde näherungsweise eine relative Wassertiefe von $h_s/H_{m0} \approx 1,00$ und als Übergang von den brechenden Wellen zu den gebrochenen Wellen eine relative Wassertiefe von $h_s/H_{m0} \approx 1,50$ bestimmt. Diese Einteilung wird in den folgenden Kapiteln zur Unterscheidung der Experimente mit pulsierender Belastung und Druckschlagbelastung benötigt.

Mit Abschnitt 4.1 wurde somit eine wichtige Grundlage für die weitere Arbeit erstellt, da die maßgebenden Wellenparameter und das Brechverhalten am Bauwerksfuß beschrieben wurden. Diese Vorgehensweise war erforderlich, da alle nachfolgenden Prozesse (Wellenüberlauf, welleninduzierter Auftrieb, wellenüberlaufinduzierter Auftrieb) von den Wellenparametern und vom Brechverhalten der Wellen vor dem Bauwerk abhängen.

4.2 Welleninduzierter Auftrieb

Wenn im Folgenden vom *welleninduzierten* Auftrieb gesprochen wird, ist lediglich der Auftrieb gemeint, der durch die Wellenbelastung der seewärtigen Seite des Bauwerks erzeugt wird. Bei *wellenüberlaufinduziertem* Auftrieb handelt es sich um die durch den Wellenüberlauf und somit von der Landseite des Bauwerks verursachte Auftriebsbelastung.

Die Vorgehensweise wurde bereits in Abb. 4.1 beschrieben. Zuerst wird der erforderliche Untersuchungsbedarf auf der Grundlage von Analysen der welleninduzierten Auftriebskraft präzisiert. Es folgt dann ein Abschnitt zur Druckverteilung und zur zeitlichen Entwicklung der Auftriebskraft für Bauwerke mit und ohne Unterbau, um die physikalischen Prozesse bei der Auftriebsbelastung zu verdeutlichen. Auf dieser Grundlage folgt dann die Ermittlung des welleninduzierten Auftriebs an der seewärtigen Kante der Bauwerkssohle als Randbedingung für die Beschreibung der Druckverteilung und der zeitlichen Entwicklung der Auftriebskraft. Die Druckverteilung an der Bauwerkssohle wird anschließend auf Grundlage eines semi-theoretischen Ansatzes hergeleitet und anhand der Modellversuchsergebnisse verifiziert. Abschließend wird ein Vergleich klein- und großmaßstäblicher Modellversuchsergebnisse zur welleninduzierten Auftriebskraft durchgeführt, um den Einfluß von Maßstabseffekten und damit die Übertragbarkeit der vorliegenden Untersuchungen auf Naturverhältnisse zu bestimmen.

Die Untersuchungen werden jeweils zuerst für die Standardgeometrie (Konfig. 6 in Abb. 3.1) getrennt nach den einzelnen Brechertypen durchgeführt. Erst dann folgt die Erweiterung der Untersuchungen für andere Bauwerksgeometrien, um den Einfluß von Frontneigung, Unterbauhöhe, Einbettungstiefe, Bermenhöhe und Bermenbreite auf den welleninduzierten Auftrieb zu bestimmen.

4.2.1 Präzisierung der zu untersuchenden Einflußparameter auf die welleninduzierte Auftriebskraft

Im folgenden soll die welleninduzierte Auftriebskraft als integrale Größe der Auftriebsdrücke über die Bauwerksbreite untersucht werden. Ziel dieser Untersuchungen ist es, den Einfluß der verschiedenen Parametervariationen auf die welleninduzierte Auftriebskraft zu bestimmen, um auf diese Weise den weiteren Untersuchungsbedarf zu präzisieren. Die Ermittlung von Bemessungsformeln soll später in den Abschnitten 4.2.3 - 4.2.5 erfolgen. Dazu wird im Folgenden der Einfluß der geometrischen Randbedingungen (Abb. 4.13):

- Neigung der Caissonfront (1:n)
- Bermenbreite B_b
- Bermenhöhe h_b vor dem Caissonbauwerk

- Unterbauhöhe h_r unterhalb des Caissonbauwerks

und der Einfluß der Brechertypen (Lastfälle):

- nicht brechende Wellen
- brechende Wellen (incl. Druckschläge)
- gebrochene Wellen

auf die welleninduzierte Auftriebskraft untersucht.

(a) Einfluß der Brechertypen (Lastfälle)

Um den Einfluß der Brechertypen auf die welleninduzierte Auftriebskraft aufzuzeigen, wird die nach dem Verfahren von *Goda* ermittelte welleninduzierte Auftriebskraft $F_{u,Goda}$ als Funktion der gemessenen Auftriebskraft $F_{u,max}$ dargestellt (Abb. 4.16) (zur Def. von $F_{u,max}$ s. Abb. 2.10). Zusätzlich wird eine Unterscheidung nach Brechertypen vorgenommen. Es kann eine sehr gute Übereinstimmung zwischen gemessener und berechneter Auftriebskraft für nicht brechende und gebrochene Wellen gezeigt werden, d.h. im Anwendungsbereich des *Goda*-Verfahrens (Tab. 4.2). Für brechende Wellen liegen die gemessenen Auftriebskräfte deutlich höher als die berechneten Auftriebskräfte, d.h. das *Goda*-Verfahren „unterschätzt“ die tatsächlich auftretenden Kräfte deutlich (Abb. 4.16), weil im Grunde die Berechnung nach *Goda* und die Messung nicht vergleichbar sind, da es sich bei den *Goda*-Werten um „statisch äquivalente Lasten“ und nicht wie bei den Messungen um Druckschlagbelastungen handelt. Maßgeblicher Untersuchungsbedarf besteht somit hinsichtlich des Einflusses brechender Wellen auf den welleninduzierten Auftrieb. Dagegen ist die Unterscheidung zwischen nicht brechenden und gebrochenen Wellen hinsichtlich der welleninduzierten Auftriebskraft für den weiteren Untersuchungsbedarf eher von untergeordneter Bedeutung, da beide Lastfälle bereits gut durch das Verfahren von *Goda* beschrieben werden.

Auffällig sind in Abb. 4.16 die welleninduzierten Auftriebskräfte für die Konfiguration ohne Unterbau (Konfig. 1). Die gemessenen welleninduzierten Auftriebskräfte zeigen deutlich niedrigere Werte als die nach dem Verfahren von *Goda* berechneten Auftriebskräfte. Dies weist auf einen signifikanten Einfluß der Unterbauhöhe auf die welleninduzierte Auftriebskraft hin. Dies soll im folgenden genauer untersucht werden.

Tab. 4.2: Vergleich der gemessenen ($F_{u,max}$) und berechneten ($F_{u,Goda}$) welleninduzierten Auftriebskräfte (für Konfigurationen 2-6) (zur Def. von $F_{u,max}$ s. Abb. 2.12 bzw. 2.10)

Brechertyp	Mittelwert $F_{u,max}/F_{u,Goda}$	Standardabweichung
nicht brechend	0,99	$\pm 0,10$
brechend	1,64	$\pm 0,68$
gebrochen	0,92	$\pm 0,14$

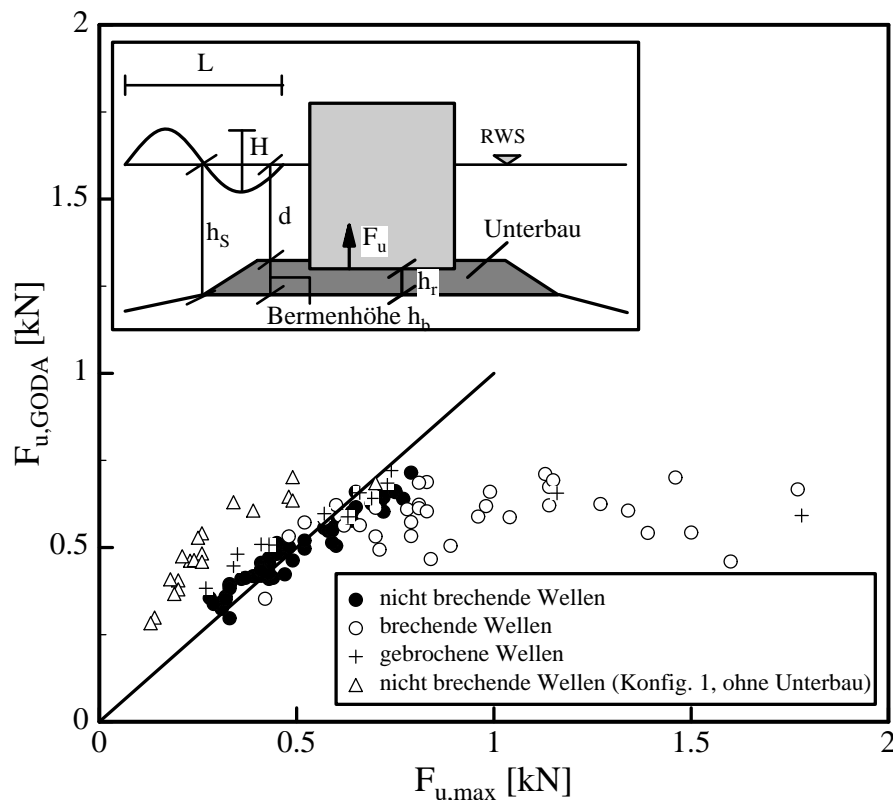


Abb. 4.16: Gegenüberstellung gerechneter und gemessener welleninduzierter Auftriebskräfte (zur Def. von $F_{u,max}$ s. Abb. 2.12)

(b) Einfluß der Bauwerksgeometrien

Um den Einfluß der verschiedenen Bauwerksgeometrien aufzuzeigen, wurde der Verhältniswert $F_{u,max}/F_{u,Goda}$ als Funktion der Wellensteilheit H/L am Bermenfuß (Wassertiefe h_s) für alle Geometrien mit senkrechter Caissonfront in Abb. 4.17 aufgetragen. Zusätzlich wurde eine Unterscheidung nach Bauwerkstyp und Brechertyp vorgenommen.

Deutlich wird bei dieser Darstellung der **Einfluß der Unterbauhöhe** h_r auf die welleninduzierte Auftriebskraft (Abb. 4.17). Daher wurde der Mittelwert von $F_{u,max}/F_{u,Goda}$ für nicht brechende Wellen als Funktion der Unterbauhöhe h_r in Abb. 4.18 aufgetragen. Ohne Unterbau (Konfig. 1 in Abb. 3.1) betragen die welleninduzierten Auftriebskräfte rd. 50% der welleninduzierten Auftriebskräfte für die Standardkonfiguration (Konfig. 6 in Abb. 3.1). Für den höheren Unterbau liegen die welleninduzierten Auftriebskräfte dagegen höher als für die Standardkonfiguration. Je höher der Unterbau ist, desto größer ist somit die Auftriebskraft. Dieser Umstand läßt sich wie folgt erklären:

- (i) Je höher der Unterbau bei gleichen einlaufenden Seegangsparemtern und gleichem Wasserstand ist, desto dichter befindet sich die Bauwerkssohle am RWS und somit näher am Maximum der horizontalen Druckverteilung auf die Bauwerksfront, wodurch auch der von dem Druck am vorderen Bauwerksfuß abhängige Auftrieb beeinflusst wird.
- (ii) Der Unterbau ist von oben durch die undurchlässige Caissonsohle und von unten durch den weniger durchlässigen Untergrund begrenzt. Bei einer kleinen Unterbauhöhe ist die Durchflussfläche zwischen Caisson und Untergrund gering. Dadurch entstehen hohe Strömungsgeschwindigkeiten zwischen Caisson und Sohle, die mit einer Druckreduktion einhergehen. Umgekehrt reduziert eine hohe Unterbauhöhe durch die größere Durchflussfläche die Strömungsgeschwindigkeiten im Unterbau, was zu höheren Drücken führt.
- (iii) Die Nichtlinearität zwischen Unterbauhöhe und welleninduzierter Auftriebskraft ist auf die Proportionalität der Druckhöhe zum Quadrat der welleninduzierten Strömungsgeschwindigkeit zurückzuführen.

Aus Abb. 4.17 ist ein signifikanter **Einfluß der Bermenbreite** schwer erkennbar. Daher wurde die relative Auftriebskraft $F_{u,max}/F_{u,Goda}$ als Funktion der relativen Bermenbreite $B_b/L_{(hs)}$ in Abb. 4.19 dargestellt. Es wurden nur Versuchsergebnisse nicht brechender Wellen dargestellt, um die Aussage nicht aufgrund der starken Streuung der Versuchsergebnisse für brechende Wellen zu erschweren. Aus Abb. 4.19 ist ein leichter Einfluß der Bermenbreite auf die relative welleninduzierte Auftriebskraft für den Bereich $0,04 < B_b/L_{(hs)} < 0,16$ zu erkennen. Tendenziell nehmen die relativen welleninduzierten Auftriebskräfte mit zunehmender Bermenbreite leicht ab, was auf die Abnahme der Wassertiefe und die Reduktion der Wellenschnelligkeit zurückzuführen ist. Bei einer langen Berme wirkt sich die abnehmende Wassertiefe aufgrund der Trägheit der Masse stärker aus als bei einer kurzen Berme. Überlagert wird dies durch eine stärkere Sohlreibung auf der Berme. Dies bedeutet, daß die Bermenbreite bei den nachfolgenden Untersuchungen eine nähere Berücksichtigung finden muß (s. Abschnitt 4.2.3.3).

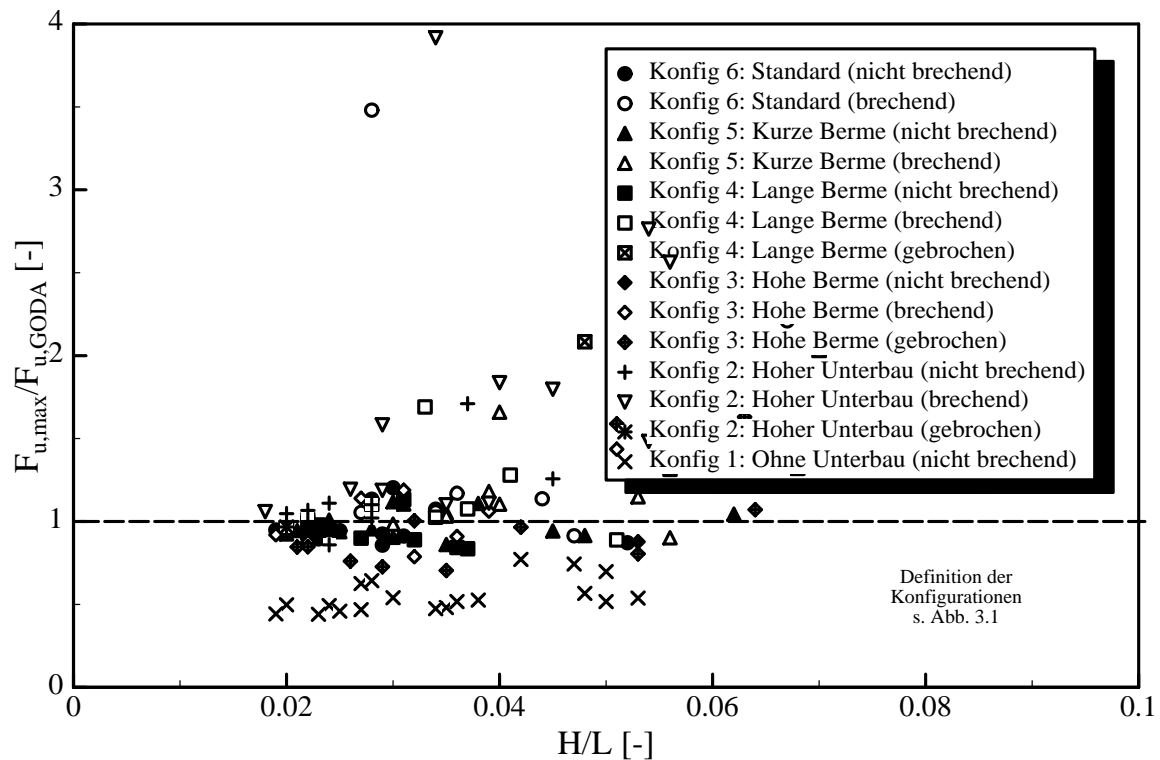


Abb. 4.17: Einfluß verschiedener Bauwerksgeometrien und des Lastfalls auf die welleninduzierte Auftriebskraft

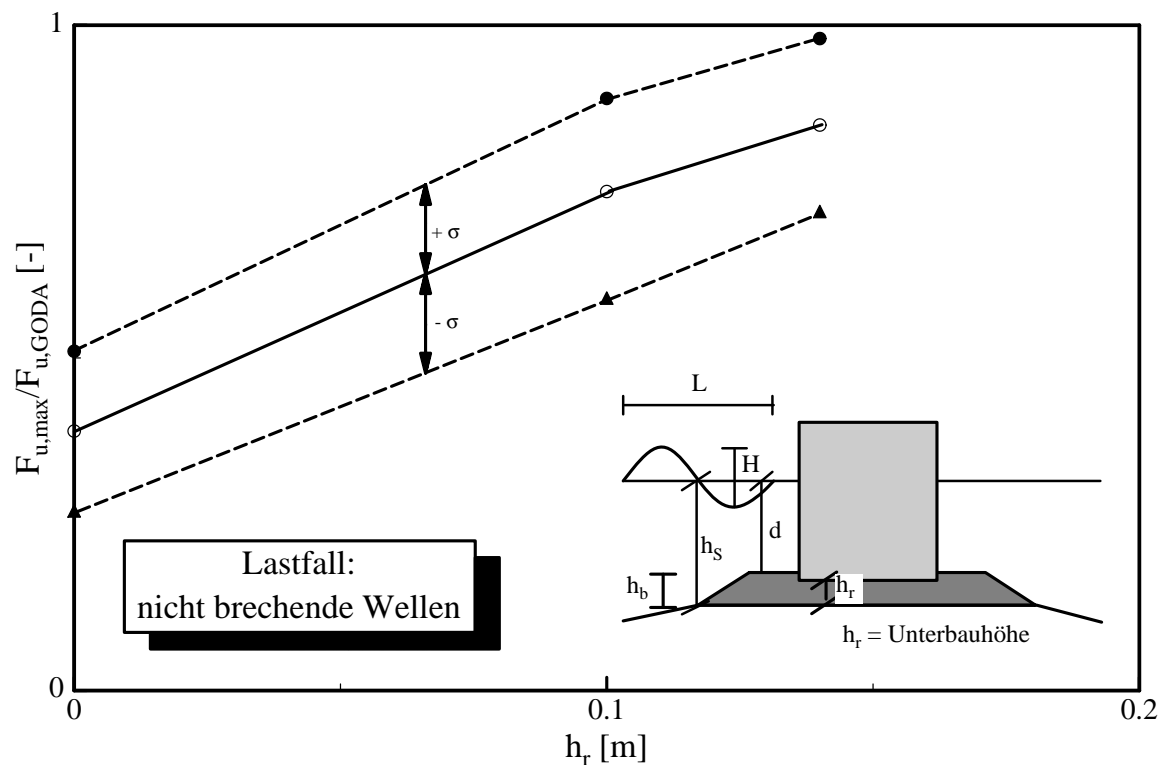


Abb. 4.18: Einfluß der Unterbauhöhe auf die welleninduzierte Auftriebskraft für nicht brechende Wellen

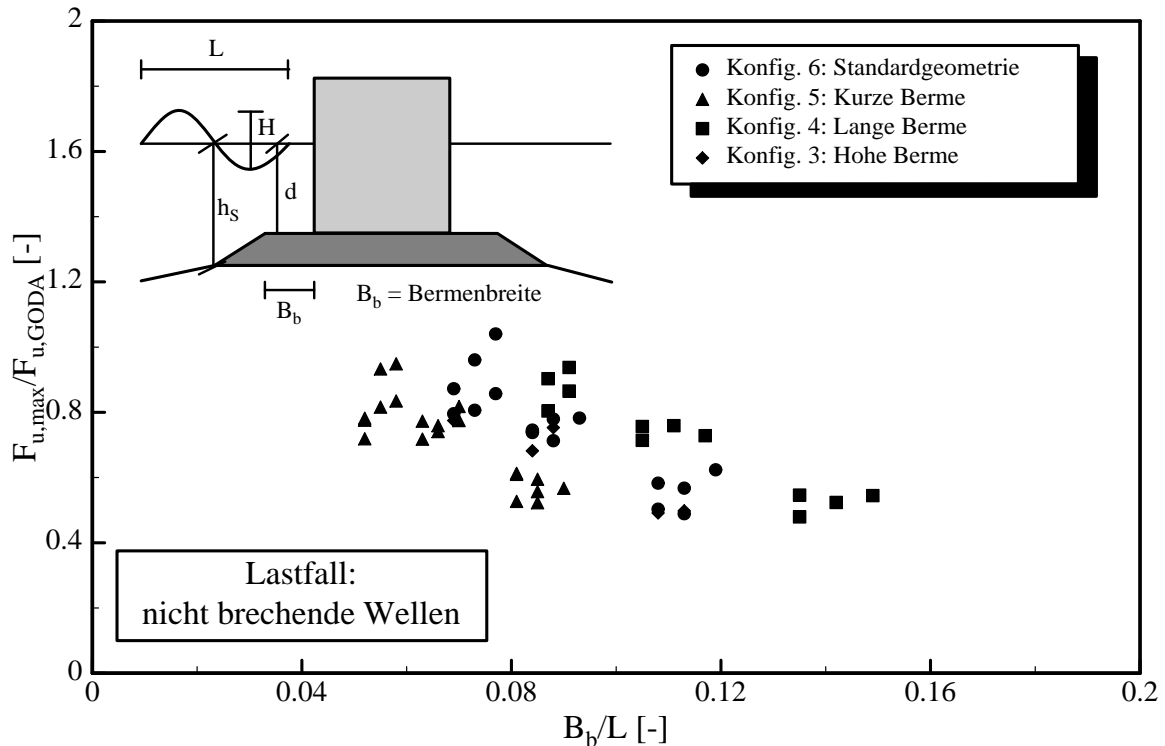


Abb. 4.19: Einfluß der Bermenbreite auf die welleninduzierte Auftriebskraft bei nicht brechenden Wellen

Ein **Einfluß der Bermenhöhe h_b** auf die relative welleninduzierte Auftriebskraft ist aus Abb. 4.17 nicht erkennbar. Die Bermenhöhe wird im *Goda*-Verfahren über die Wassertiefe d auf der Berme bei der Berechnung der Drücke und Kräfte berücksichtigt. Es ist somit kein zusätzlicher signifikanter Einfluß der Bermenhöhe auf die welleninduzierten Auftriebskräfte vorhanden. Daher soll der Einfluß der Bermenhöhe im folgenden auch nicht weiter untersucht werden.

Abschließend soll der **Einfluß der Frontneigung** auf die welleninduzierte Auftriebskraft untersucht werden (Abb. 4.20). Eine Darstellung der relativen welleninduzierten Auftriebskraft als Funktion der Wellensteilheit läßt keine signifikante Abhängigkeit von der Frontneigung erkennen. Daher wird auf der Grundlage der vorliegenden experimentellen Untersuchungen davon ausgegangen, daß der Einfluß der Frontneigung auf den welleninduzierten Auftrieb innerhalb der hier untersuchten Parameter vernachlässigbar ist.

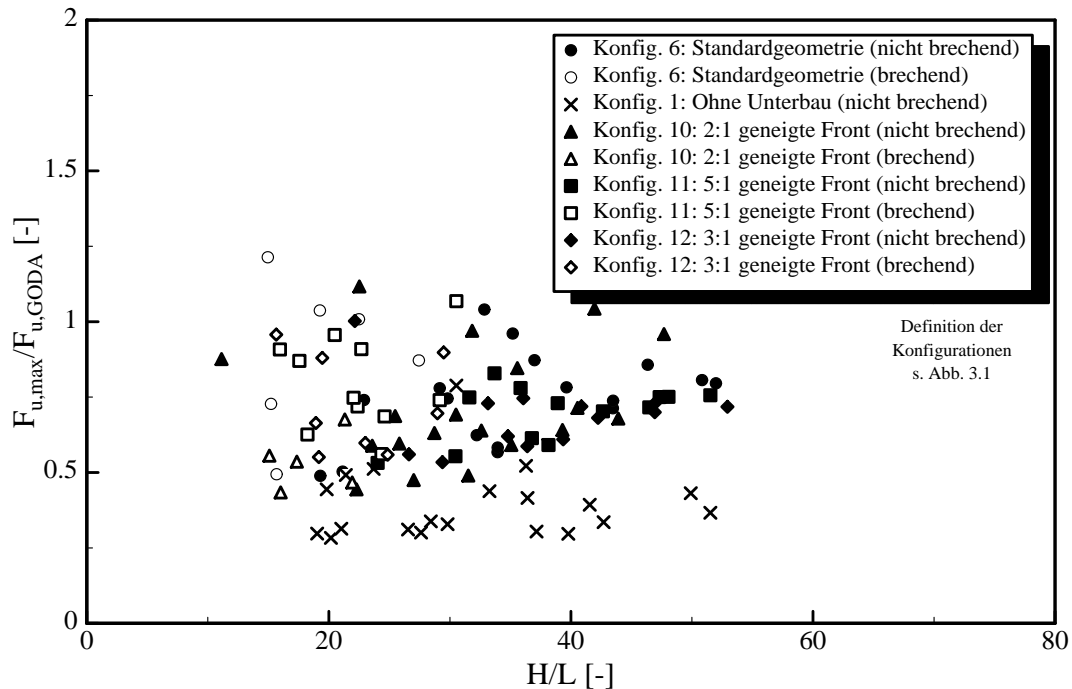


Abb. 4.20: Einfluß verschiedener Bauwerksfrontgeometrien auf die welleninduzierte Auftriebskraft

Daher sollen die Konfigurationen mit vollständig geneigter Front im folgenden nicht weiter betrachtet werden, da ihr Einfluß auf die welleninduzierte Auftriebskraft im Bereich der untersuchten Variationen relativ gering ist. Dies gilt genauso für die teilgeneigten Konfigurationen, die hier nicht dargestellt wurden. Die teilgeneigten Konfigurationen beeinflussen im wesentlichen die horizontale Druckverteilung oberhalb des Ruhewasserspiegels und sind somit für den welleninduzierten Auftrieb nicht maßgeblich.

(c) **Schlußfolgerungen**

Auf der Grundlage der Untersuchungen zum Einfluß der Bauwerksgeometrien und der verschiedenen Lastfälle (Brechertypen) konnte der Bedarf für nähere Untersuchungen präzisiert werden. Während der Einfluß der Bermenhöhe und der Frontneigung vernachlässigbar bzw. bereits ausreichend im Verfahren nach *Goda* berücksichtigt ist, besteht erheblicher Untersuchungsbedarf hinsichtlich des Einflusses der Unterbauhöhe h_r , der Bermenbreite B_b sowie der Druckschlagbelastung auf den welleninduzierten Auftrieb. Die nachfolgenden Untersuchungen werden somit schwerpunktmäßig hinsichtlich dieser Aspekte durchgeführt. Die anderen Bauwerksgeometrien sollen im Rahmen der folgenden Untersuchungen zum welleninduzierten Auftrieb nicht weiter untersucht werden, da sie keinen signifikanten Einfluß auf den welleninduzierten Auftrieb gezeigt haben.

4.2.2 Prozeßbetrachtung der räumlichen und zeitlichen Entwicklung der Auftriebsbelastung für verschiedene Lastfälle

Für die Bauwerksstabilität ist nicht nur die Größe der Auftriebskraft entscheidend, sondern auch die Druckverteilung, da diese zur Bestimmung des Kippmoments infolge Auftrieb (Hebelarm) benötigt wird. Deshalb soll hier auf die Druckverteilung an der Bauwerkssohle eingegangen werden. Neben der Druckverteilung ist aber auch die zeitliche Entwicklung des Auftriebs zu berücksichtigen, da der durch die Welle ausgeübte mobilisierende Impuls von der Kraftgröße und der Zeitdauer der Einwirkung bestimmt wird.

In Abschnitt 4.2.1 wurde gezeigt, daß erheblicher Untersuchungsbedarf hinsichtlich des Lastfalls „Druckschlag“ durch brechende Wellen, der Unterbauhöhe und der Bermenbreite auf den welleninduzierten Auftrieb besteht. Daher soll bei der phänomenologischen Beschreibung der Prozesse im Unterbau insbesondere auf den Einfluß der Unterbauhöhe sowie des Brechertyps eingegangen werden.

In den jeweiligen Abschnitten zur Beschreibung der Druckverteilung und der zeitlichen Entwicklung der Auftriebskraft wird getrennt nach folgenden Lastfällen die Darstellung der Auftriebskraft in Kombination mit der Bauwerksverschiebung und der Druckverteilung vorgenommen (s. Abb. 2.3 und 2.12):

(a) Pulsierende Belastung

- Stehende Wellen
- Brechende Wellen ohne Druckschlag (leicht brechend)
- Gebrochene Wellen

(b) Druckschlagbelastung

Diese Unterscheidung ist sinnvoll, da sich die Belastungsarten hinsichtlich Intensität, zeitlicher und räumlicher Entwicklung deutlich voneinander unterscheiden. Daher wird grundsätzlich zwischen dem Caissonbauwerk mit und ohne Unterbau unterschieden, da die in den folgenden Abschnitten dargestellten Untersuchungen deutliche Unterschiede im Bauwerksverhalten bei gleicher Belastung zeigen.

4.2.2.1 Caissonbauwerk mit Unterbau

(a) Pulsierende Belastung

(i) Stehende Wellen

In Abb. 4.21 und 4.22 sind Daten aus einem Versuch dargestellt, bei dem eine pulsierende Belastung in Form einer stehenden Welle auftrat. In Abb. 4.21 a sind die Zeitreihen der Horizontalkraft F_h und der Auftriebskraft F_u dargestellt, in Abb. 4.21 b, c die zeitgleichen vertikalen Caissonbewegungen (gemessen an der vorderen und hinteren oberen Kante des Caissons). Aus Abb. 4.21a ist eine leichte Phasenverschiebung der Auftriebskraft gegenüber der Horizontalkraft zu erkennen, während die maximale Horizontalkraft und die maximale Auftriebskraft annähernd gleich groß sind. In Abb. 4.21 d ist die Druckverteilung unter dem monolithischen Bauwerk zum Zeitpunkt der maximalen Auftriebskraft dargestellt. Die Druckverteilung weist eine trapezoidale Form auf, es treten in anderen Versuchen mit pulsierender Belastung jedoch auch leicht konkav bzw. konvex geformte Druckverteilungsfiguren auf. Der Druck am landseitigen Bauwerksfuß weicht i.d.R. deutlich von Null ab. Erkennbar ist die, im Vergleich zum später diskutierten Druckschlag, geringe Dynamik in der Kraftentwicklung und die ausbleibende große Bewegung des monolithischen Bauwerks. Es wurde eine kleine aufwärts gerichtete vertikale Bewegung durch einen Wellenberg an der Vorderseite des Caissons gemessen, während keine Verschiebung an der hinteren Caissonsohle auftrat („rocking“ s. Oumeraci, 2004). Dies deutet darauf hin, daß das hintere Caissonende als Auflager fungiert. In Abb. 4.23 wurde die Bauwerksbewegung schematisch dargestellt. Der Caisson bewegt sich um ein an der rückwärtigen Sohlkante befindliches Auflager. Daher ist an der vorderen Kante des Deckels eine vertikale Bewegung auszumachen, jedoch nicht am hinteren Bauwerksende. Eine horizontale Verschiebung wurde nicht gemessen, sondern nur visuell am Ende der jeweiligen Versuche überprüft.

Die in Abb. 4.22 dargestellten Druckganglinien zeigen eine deutliche Dämpfung der Druckamplitude von der vorderen zur hinteren Druckmeßdose. Weiterhin ist aus Abb. 4.22 eine Phasenverschiebung der Druckwelle im Untergrund erkennbar. Der maximale welleninduzierte Auftrieb für die Druckmeßdose 9 am Ende der Caissonsohle tritt deutlich versetzt ($\Delta t \approx 0,1 \text{ s}$) gegenüber dem maximalen Auftrieb an der Druckmeßdose 13 am Beginn der Caissonsohle auf. Dies ist auf die Strömung im Unterbau zurückzuführen.

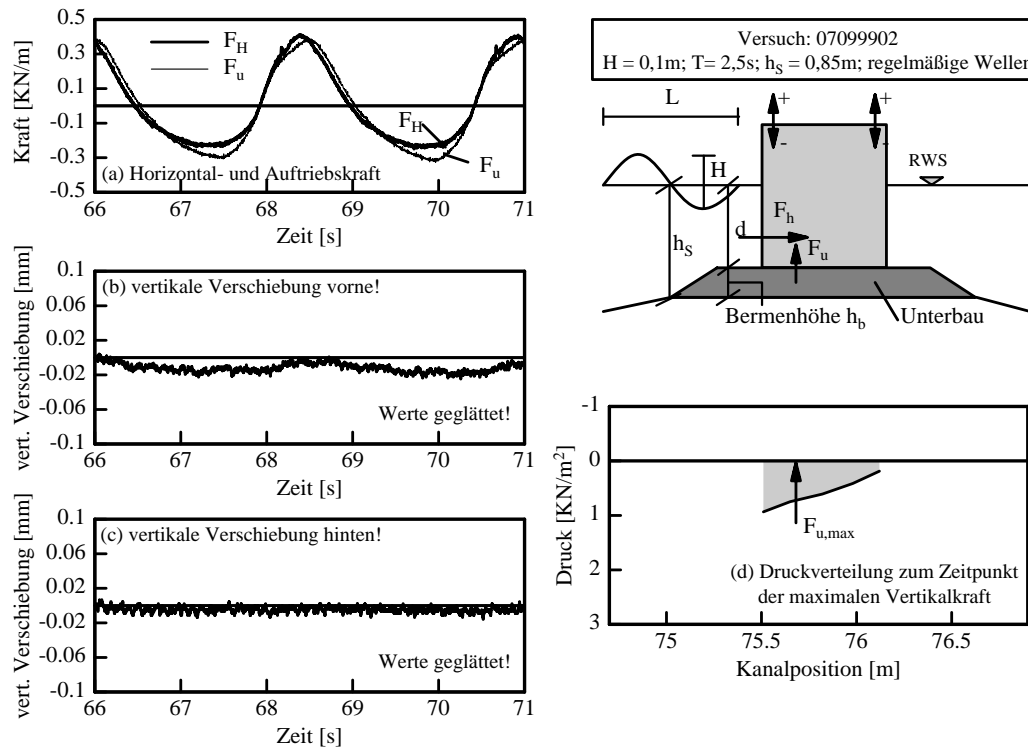


Abb. 4.21: pulsierende Belastung durch **stehende** Welle: zeitliche Entwicklung der Horizontal- und Auftriebskraft, vertikale Bewegung und Druckverteilung unter dem Caisson (Konfiguration 6: Standardgeometrie)

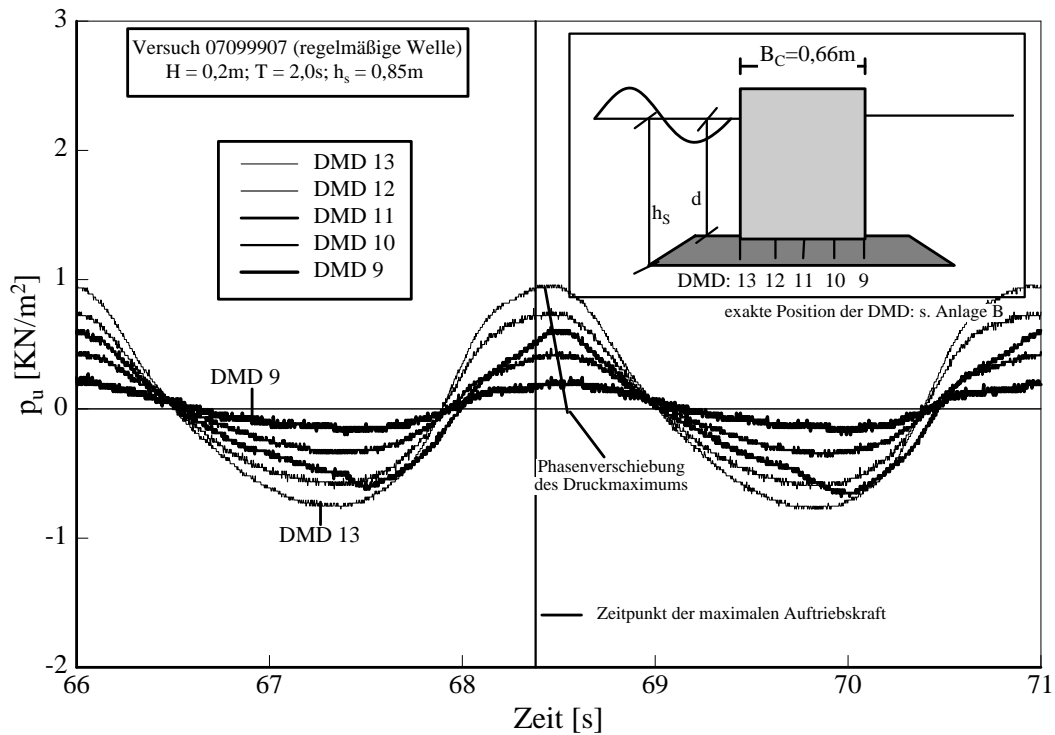


Abb. 4.22: Welleninduzierter Auftrieb: Druckganglinien für pulsierende Belastung durch **stehende Welle** (Konfiguration 6: Standardgeometrie)

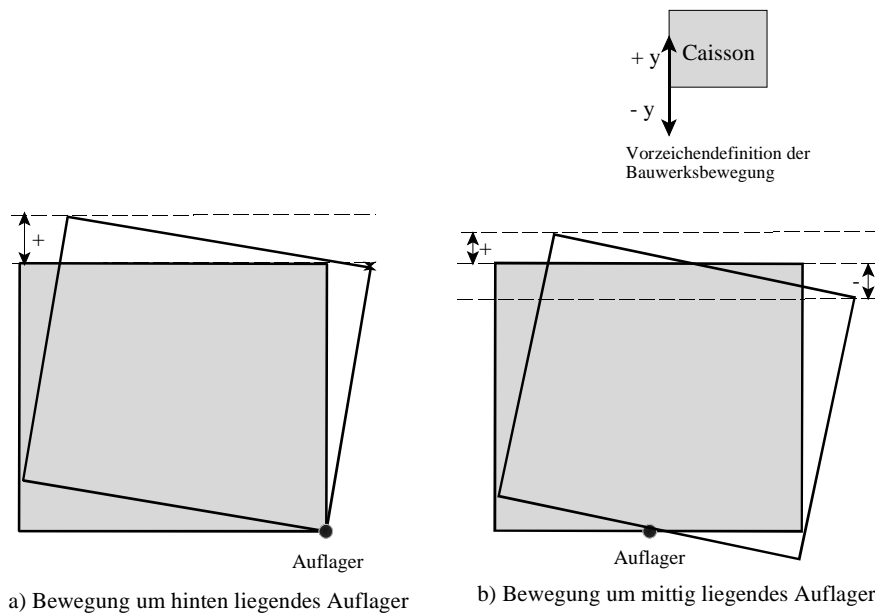


Abb. 4.23: Schematische Darstellung der Bauwerksbewegung um einen hinten bzw. in der Mitte liegendes Auflager

(ii) Leicht brechende Wellen

Analog zu den Abb. 4.21 und 4.22 für die stehende Welle sind in den Abb. 4.24 und 4.25 die Horizontal- und Auftriebskraft, die vertikalen Caissonbewegungen, die Druckverteilung und die Druckganglinien, welche durch eine brechende Welle hervorgerufen werden, dargestellt. In den Kraftzeitreihen sind zwei Maxima erkennbar, wobei das erste Maximum deutlich größer ist als das zweite Maximum. Das erste Maximum wird durch die auf das Bauwerk treffende brechende Welle verursacht. Das zweite kleinere Maximum entsteht, wenn die mit dem Wellenberg mitgeführte Wassermasse auf das Bauwerk trifft und entspricht somit dem Maximum der stehenden Welle in Abb. 4.22. Die Druckverteilung zum Zeitpunkt des Auftriebsmaximums hat eine leicht konkave Form (Abb. 4.24 d). Eine vertikale Bewegung des Bauwerks konnte weder an der vorderen noch an der hinteren Bauwerkskante festgestellt werden.

Bei den Druckganglinien in Abb. 4.25 ist die Dämpfung der Druckamplitude deutlich feststellbar. Es kann jedoch gezeigt werden, dass die Phasenverschiebung des ersten Auftriebsmaximums gering im Vergleich zur Phasenverschiebung des zweiten Druckmaximums ist. Dies deutet auf unterschiedliche Prozesse bei der Druckentwicklung im Unterbau bei brechenden und nicht brechenden Wellen hin. Während sich das erste Maximum als Druckwelle ausbreitet, entsteht das zweite Maximum als Folge der Strömung im Unterbau. Dies ist bei der theoretischen Beschreibung der Druckausbreitung in Kapitel 4.2.4 zu beachten.

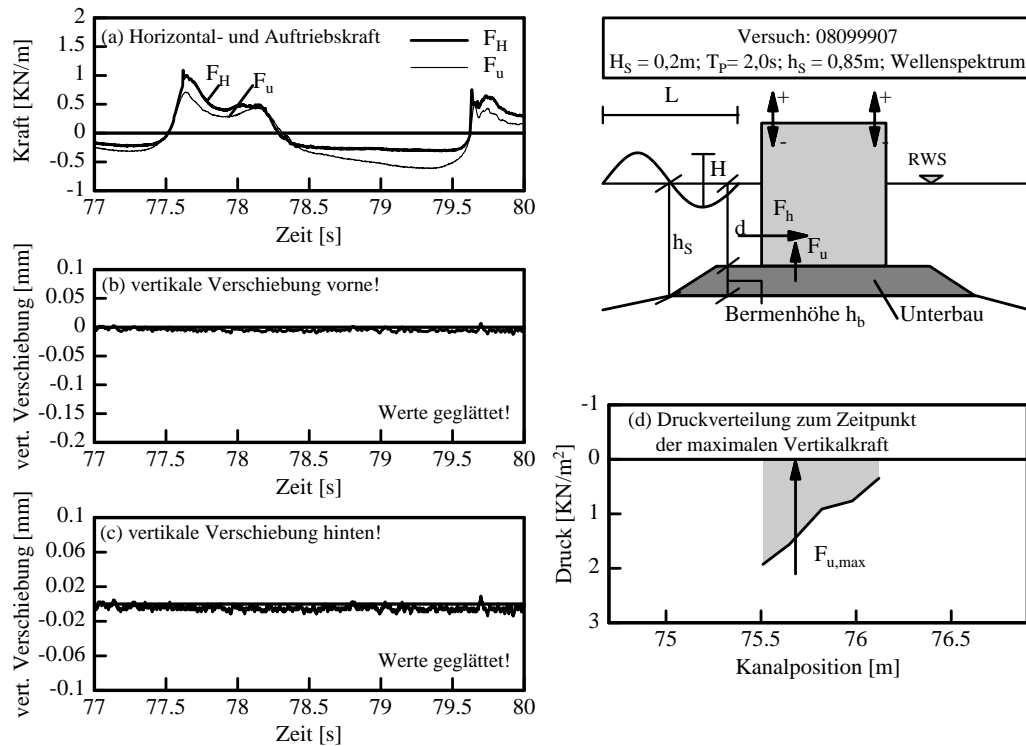


Abb. 4.24: pulsierende Belastung durch **leicht brechende Welle**: zeitl. Entwicklung der Horizontal- und Auftriebskraft, Bewegung und Druckverteilung (Konfiguration 6: Standardgeometrie)

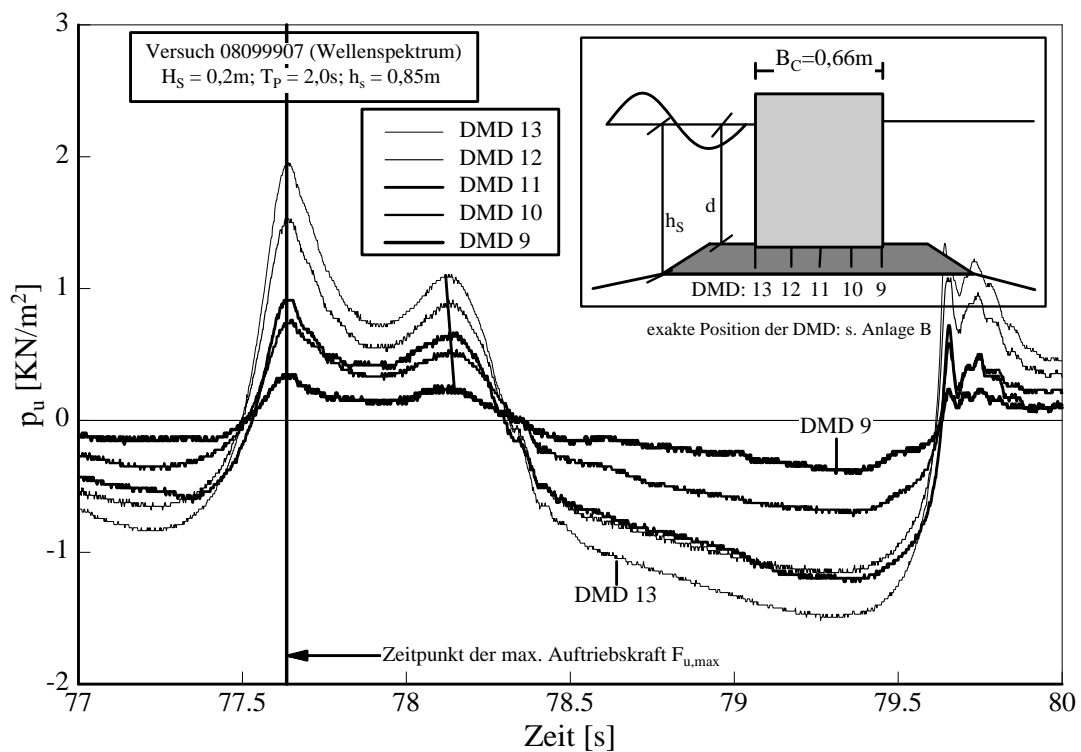


Abb. 4.25: Welleninduzierter Auftrieb: Druckganglinien für pulsierende Belastung durch eine **leicht brechende Welle** (Konfiguration 6: Standardgeometrie)

(iii) Gebrochene Welle

In Abb. 4.26 und 4.27 ist analog zu den vorhergehenden Abbildungen (Abb. 4.21 bis 4.25) die Belastung durch eine gebrochene Welle dargestellt, d.h. die Welle ist bereits gebrochen, bevor sie die Bauwerksfront erreicht. Diese Belastungsform zeigt ebenfalls zwei deutliche Maxima im Verlauf der Horizontal- und Auftriebskraft. Das erste Maximum ist dabei größer als das zweite und verursacht sogar eine vertikale Bauwerksbewegung - erkennbar am Ausschlag des Wegaufnehmers an der vorderen Caissonkante. Das erste Druckmaximum entsteht beim Aufprall der gebrochenen Welle auf den Caisson. Die hintere Bauwerkskante verändert ihre vertikale Lage nicht und kann somit als Auflager angenommen werden (Abb. 4.23). Die Druckverteilung zum Zeitpunkt des maximalen Auftriebs weist eine trapezoidale Form auf.

Die Druckganglinien in Abb. 4.27 zeigen eine deutliche Amplitudendämpfung der beiden Druckmaxima von der vorderen zur hinteren Caissonkante. Während das erste Druckmaximum nahezu zeitgleich an allen Druckmessdosen an der Caissonsohle auftritt, tritt das zweite Druckmaximum phasenversetzt an den Druckmeßdosen an der Caissonsohle auf. Dies deutet wie bereits für die brechenden Wellen erwähnt auf eine unterschiedliche Druckausbreitung im Untergrund hin. Insgesamt sind die Prozesse bei der Druckausbreitung des ersten Druckmaximums der brechenden und der gebrochenen Wellen sehr ähnlich. Die Ausbreitung des zweiten Druckmaximums entspricht der Ausbreitung der nicht brechenden Wellen im Unterbau.

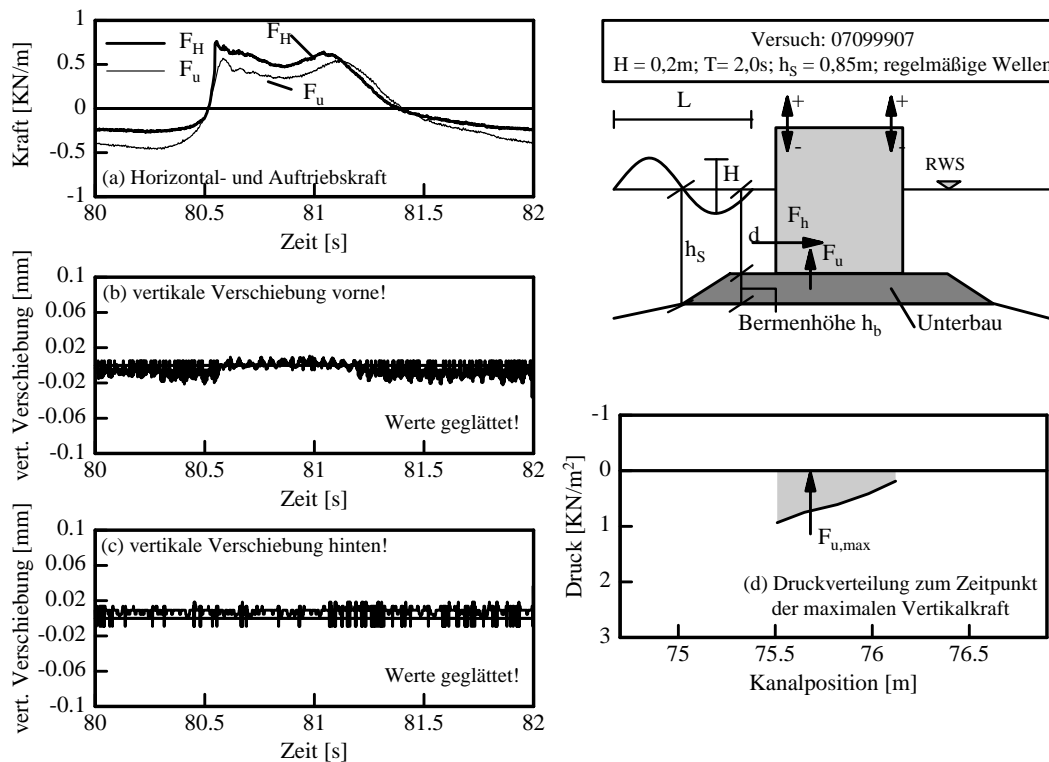


Abb. 4.26: pulsierende Belastung durch **gebrochene Welle**: zeitl. Entwicklung der Horizontal- und Auftriebskraft, Bewegung und Druckverteilung (Konfiguration 6: Standardgeometrie)

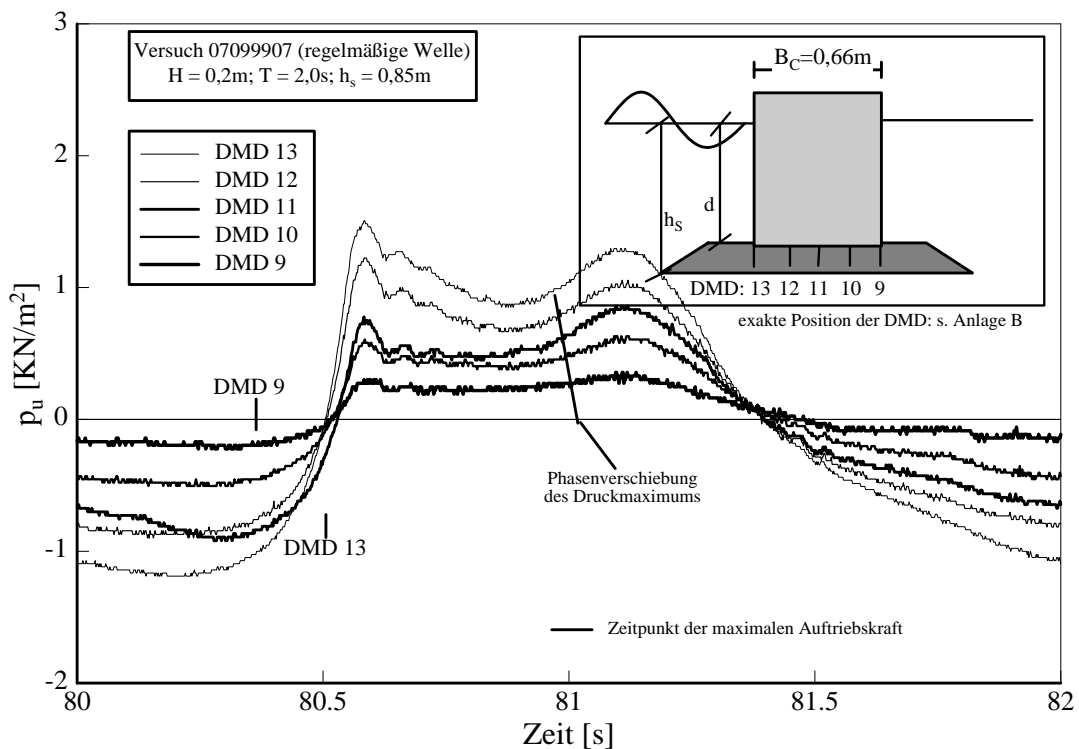


Abb. 4.27: Welleninduzierter Auftrieb: Druckganglinien für pulsierende Belastung durch **gebrochene Welle** (Konfiguration 6: Standardgeometrie)

(b) Druckschlagbelastung

In den Abb. 4.28 und 4.29 ist die Belastung des Caissonbauwerks durch einen Druckschlag dargestellt. Es können deutliche Unterschiede der Druckschlagbelastung zur pulsierenden Belastung festgestellt werden. Die Druckschlagbelastung ruft deutlich höhere Drücke hervor als die pulsierende Belastung, jedoch sind diese Druckbelastungen nur von kurzer Dauer. Im Beispiel (Abb. 4.28) erreicht die maximale Auftriebskraft (F_u) einen Wert von nahezu 0,8 KN/m, während das zweite Maximum, das mit der pulsierenden Belastung vergleichbar ist, einen Wert von rd. 0,5 KN/m hat. Aus dieser starken Druckbelastung folgt eine leichte Bewegung der vorderen Bauwerkskante, während die hintere Ecke ihre Lage nicht merklich verändert und somit wie in Abb. 4.23 erläutert als Auflager wirkt. Die Druckverteilung zum Zeitpunkt des Auftriebsmaximums zeigt eine konvexe Form. Der welleninduzierte Auftrieb am landseitigen Ende der Caissonsohle weist einen Wert auf, der i.d.R. deutlich von Null abweicht.

Die Druckganglinien in Abb. 4.29 zeigen eine starke Dämpfung der Amplitude vom seewärtigen Ende der Caissonsohle zum landseitigen Ende. Während das erste Druckmaximum an allen Druckmessdosen nahezu zeitgleich auftritt ist beim zweiten Druckmaximum ein deutlicher Phasenversatz zu erkennen. Auch hier zeigen sich wieder die Unterschiede in den für die Maxima maßgebenden Prozessen.

4.2.2.2 Caissonbauwerk ohne Unterbau

Im folgenden soll die Druckverteilung an der Caissonsohle für Modellversuche ohne Unterbau genauer betrachtet werden. Es ist zu klären, wieso die Auftriebskraft für Modellversuche ohne Unterbau deutlich niedriger als für Modellversuche mit Unterbau ist (s. Kapitel 4.2.1). Der Caisson wurde bei den Modellversuchen ohne Unterbau direkt auf den sandigen Untergrund gestellt. Eine Berme war nicht vorhanden. Dadurch konnten im Rahmen der Untersuchungen für die Konfiguration 1 nur Versuche mit pulsierender Belastung betrachtet werden. Andere Lastfälle (brechende Wellen, gebrochene Wellen oder Druckschläge) traten nicht auf.

Die Auftriebskraft für die Versuche ohne Caisson ist deutlich niedriger als die Horizontalkraft, während bei den anderen Konfigurationen Horizontal- und Vertikalkraft nahezu die gleiche Größenordnung haben. Dies kann anhand der Druckverteilung im Unterbau erklärt werden.

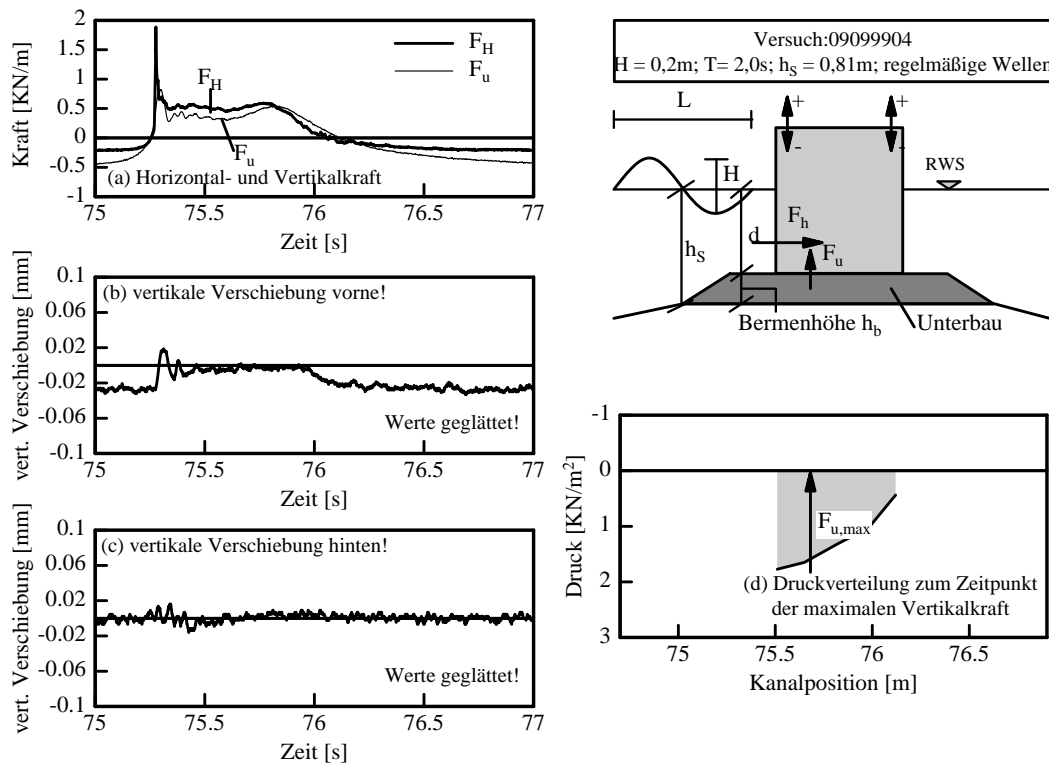


Abb. 4.28: Druckschlagbelastung: zeitl. Entwicklung der Horizontal- und Auftriebskraft, Bewegung und Druckverteilung (Konfiguration 6: Standardgeometrie)

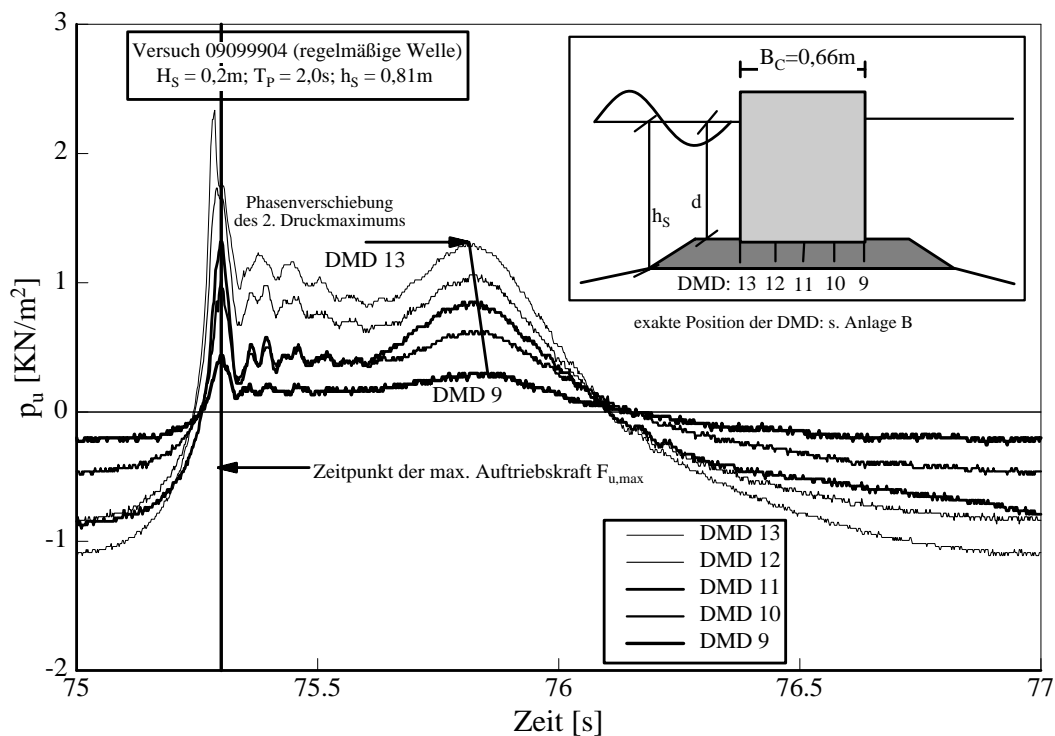


Abb. 4.29: Welleninduzierter Auftrieb: Druckganglinien für **Druckschlagbelastung** (Konfiguration 6: Standardgeometrie)

Die Druckverteilung (Abb. 4.30d) zeigt eine von den Druckverteilungen für die Konfigurationen mit Unterbau abweichende Form. Die Druckverteilung ist dreiecksförmig mit einem Wert von Null am landseitigen Ende der Caissonsohle. Die Druckverteilung nimmt bereits im ersten Drittel der Caissonsohle stark ab und hat bereits in der Mitte des Caissons nur noch eine geringe Höhe. Ursache für diese starke Abnahme der Druckverteilung ist der höhere Widerstand des sandigen Unterbaus gegenüber dem geschütteten Unterbau der Modellversuche mit Unterbau.

Auffällig ist die deutlich sichtbare Bewegung des Bauwerks. Der vordere und der hintere Wegaufnehmer zeigen eine deutliche Bewegung des Bauwerks an. Vorne hebt sich der Caisson an und hinten wird er an den Boden gepreßt - das Auflager befindet sich entsprechend zwischen den beiden Sohlkanten (Abb. 4.23b). Die auf das Bauwerk wirkenden Kräfte haben die gleiche Größenordnung wie die in dem Beispiel der pulsierenden Belastung eines Caissonbauwerks mit Unterbau, erzeugen jedoch wesentlich größere Bauwerksbewegungen, was auf die größere Eintauchtiefe des Bauwerks (es wurden die gleichen Wasserstände untersucht) und den somit größeren hydrostatischen Auftrieb zurückzuführen ist.

4.2.2.3. Schlußfolgerungen

Die Prozeßbetrachtung der räumlichen und zeitlichen Entwicklung der Auftriebsbelastung für verschiedene Lastfälle hat wichtige Hinweise für die theoretische Beschreibung des welleninduzierten Auftriebs ergeben. So konnte festgestellt werden, daß die Druckausbreitung für nicht brechende Wellen auf die Strömung im Unterbau zurückgeführt werden kann, während für die anderen Lastfälle eine Ausbreitung der Druckwelle stattfindet. Dies kann durch die Ausbreitungsgeschwindigkeit erklärt werden. Für nicht brechende Wellen ist eine größere Phasendifferenz vom seewärtigen Ende der Caissonsohle zum landseitigen Ende der Caissonsohle feststellbar als für brechende oder gebrochene Wellen bei denen das Druckmaximum nahezu zeitgleich unter der gesamten Caissonsohle auftritt.

Weiterhin konnte gezeigt werden, daß die Druckausbreitung von der Unterbauhöhe abhängt. Dies erklärt die starke Dämpfung des welleninduzierten Auftriebs für Versuche ohne Unterbau auf einer Sandsohle gegenüber der geringeren Dämpfung des welleninduzierten Auftriebs für die Versuche mit Unterbau auf einer Kiesschüttung.

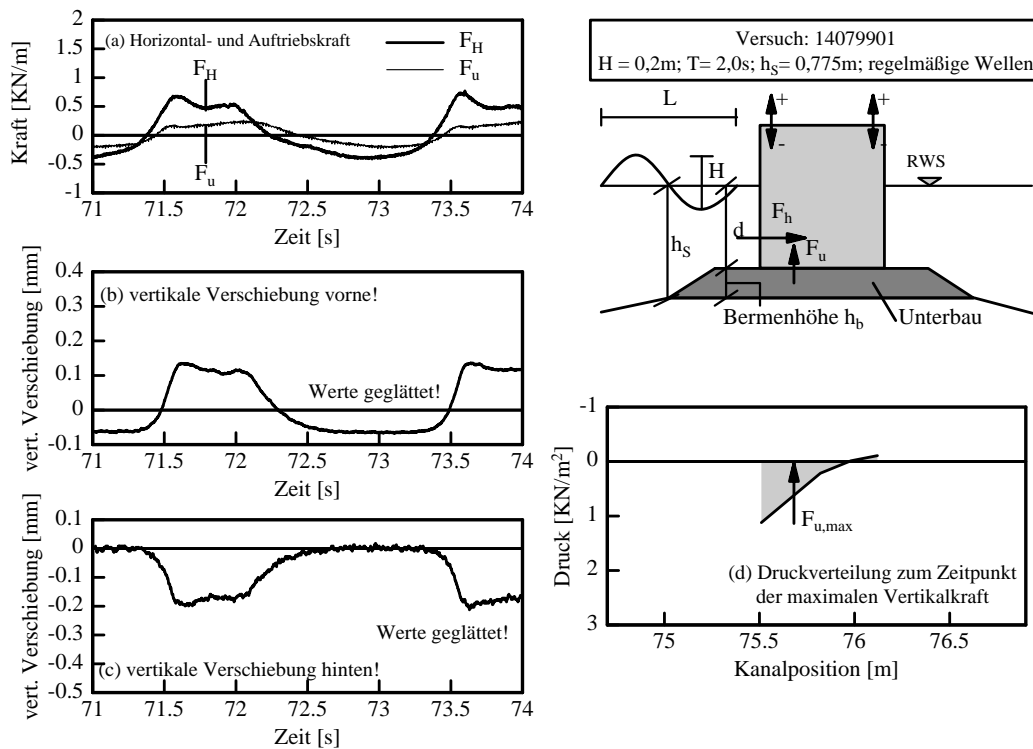


Abb. 4.30: pulsierende Belastung durch **stehende Welle**: zeitl. Entwicklung der Horizontal- und Auftriebskraft, Bewegung und Druckverteilung (Konfiguration 1: Caisson ohne Unterbau)

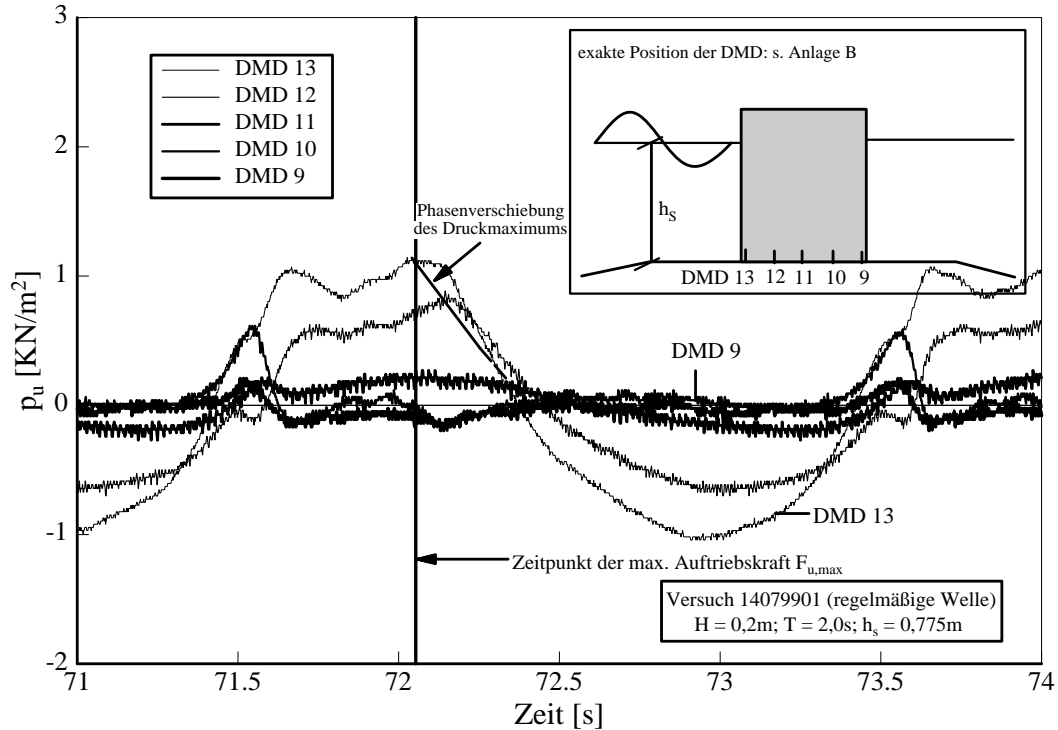


Abb. 4.31: Welleninduzierter Auftrieb: Druckganglinien für pulsierende Belastung und **stehende Welle** (Konfiguration 1: Caisson ohne Unterbau)

4.2.3 Bestimmung des Druckes $p_{u,0}$ an der seewärtigen Kante der Bauwerkssohle

4.2.3.1 Anmerkungen zur Bestimmung des Druckes $p_{u,0}$

Der Druck $p_{u,0}$ an der seewärtigen Kante der Sohle des monolithischen Bauwerks wird für die Berechnung der Druckverteilung $p_u(x)$ an der Bauwerkssohle als Eingangswert benötigt. Der Druck $p_{u,0}$ stellt den maximal gemessenen welleninduzierten Auftriebsdruck $p_{u,max}$ während eines Experimentes dar (s. Abschnitt 3.4). Für die dimensionslose Darstellung des Druckes $p_{u,0}$ wird auf die Druckberechnung nach *Goda* (1985) zurückgegriffen, die in Abb. 2.8 dargestellt ist. Das *Goda*-Verfahren berücksichtigt neben den Wellenparametern und der relativen Wellenhöhe H/d auch noch die relative Wassertiefe h_s/L in der Berechnung des welleninduzierten Auftriebs. Vorteil der dimensionslosen Darstellung der welleninduzierten Drücke an der seewärtigen Kante der Bauwerkssohle nach dem Verfahren von *Goda*, ist die Tatsache, daß es sich hierbei um ein international anerkanntes und verifiziertes Verfahren handelt (*Oumeraci et al.*, 2001). Auf der Grundlage der im Rahmen dieser Arbeit verfügbaren Daten kann das *Goda*-Verfahren auch verifiziert und erweitert werden. Dies gilt insbesondere für die explizite Berücksichtigung der Bermenbreite, der Unterbauhöhe, der Einbettungstiefe und von Druckschlägen bei der Berechnung, die im Verfahren von *Goda* unberücksichtigt bleiben. Daher stellt eine Positionierung der Versuchsergebnisse gegenüber dem *Goda*-Verfahren einerseits eine Bestätigung des *Goda*-Verfahrens sowie der eigenen Versuchsergebnisse dar, andererseits ist i.d.R. eine Erweiterung bestehender, verifizierter Verfahren sinnvoller als eine Neuentwicklung, da die Vorteile des bestehenden Verfahrens weiterhin berücksichtigt werden und die Nachteile aufgrund zusätzlichen Erkenntnisgewinns reduziert werden.

Die Vorgehensweise bei der Ermittlung des welleninduzierten Drucks $p_{u,0}$ an der seewärtigen Kante der Bauwerkssohle entspricht der Vorgehensweise wie sie bereits für die Ermittlung der Wellenreflexion verwendet wurde. Im folgenden wird zuerst auf der Grundlage von Versuchen mit Wellenspektren für die Standardgeometrie der Einfluß des Brechverhaltens untersucht, wobei ein Schwerpunkt auf die Behandlung von Druckschlägen gelegt wird. Es folgen dann Untersuchungen zum Einfluß der Bermenbreite, der Einbettungstiefe und der Unterbauhöhe auf den welleninduzierten Auftrieb.

Die Notwendigkeit dieser Untersuchungen wird aus Tab. 4.3 sowie aus Abb. 4.32 für *regelmäßige Wellen* und Abb. 4.33 für *Wellenspektren* deutlich. Mit zunehmender Druckhöhe nimmt die Differenz zwischen gerechneten Auftriebsdrücken $p_{u,Goda}$ und gemessenen Auftriebsdrücken $p_{u,0}$ zu, was im wesentlichen am Einfluß von Druckschlägen und brechenden Wellen liegt, der im *Goda*-Verfahren nicht explizit berücksichtigt wird (statisch äquivalente Lasten!). Die gemessenen maximalen welleninduzierten Drücke $p_{u,0}$ für *Wellenspektren* stimmen besser mit den Werten nach *Goda* überein. Dies ist auf die Wahl der Eingangsparameter in die Berechnung der welleninduzierten Drücke nach *Goda* zurückzuführen, die für *Wellenspektren* und nicht für *regelmäßige Wellen* definiert sind. Zusammenfassend wurde der Verhältniswert

$p_{u,0}/p_{u,Goda}$ sowie dessen Standardabweichung für alle Konfigurationen in Tab. 4.3 dargestellt. Die größeren Standardabweichungen für *Wellenspektren* in Tab. 4.3 sind darauf zurückzuführen, dass für *Wellenspektren* häufiger Druckschlagbedingungen auftraten, die nach dem Goda-Verfahren nicht berechnet werden können.

Tab. 4.3: Vergleich der gemessenen ($p_{u,0}=p_{u,max}$) und berechneten ($p_{u,Goda}$) welleninduzierten Auftriebskräfte (für Konfigurationen 1-6 und *regelmäßige Wellen*)

	<i>regelmäßige Wellen</i>		<i>Wellenspektren</i>	
Brechertyp	Mittelwert $p_{u,0}/p_{u,Goda}$	Standardab- weichung	Mittelwert $p_{u,0}/p_{u,Goda}$	Standardab- weichung
Konfiguration 1	0,56	$\pm 0,12$	0,78	$\pm 0,17$
Konfiguration 2	0,92	$\pm 0,52$	2,53	$\pm 1,70$
Konfiguration 3	0,54	$\pm 0,14$	1,01	$\pm 0,31$
Konfiguration 4	0,73	$\pm 0,38$	1,38	$\pm 0,96$
Konfiguration 5	0,61	$\pm 0,12$	1,13	$\pm 0,35$
Konfiguration 6	0,60	$\pm 0,13$	1,44	$\pm 0,87$

4.2.3.2 Einfluß des Brechertyps auf den Druck $p_{u,0}$ für die Standardgeometrie

Um den Einfluß des Brechertyps

- nicht brechende Wellen
- leicht brechende Wellen
- Druckschläge infolge stark brechender Wellen
- gebrochene Wellen

auf den Druck $p_{u,0}$ für die Standardgeometrie zu untersuchen, wurden alle Versuchsergebnisse zum welleninduzierten Auftrieb am Beginn der Caissonsohle für die Konfigurationen 1 bis 6 dimensionslos in den Abb. 4.34 und 4.35 als Funktion der relativen Wellenhöhe H/d bzw. H_{m0}/d aufgetragen.

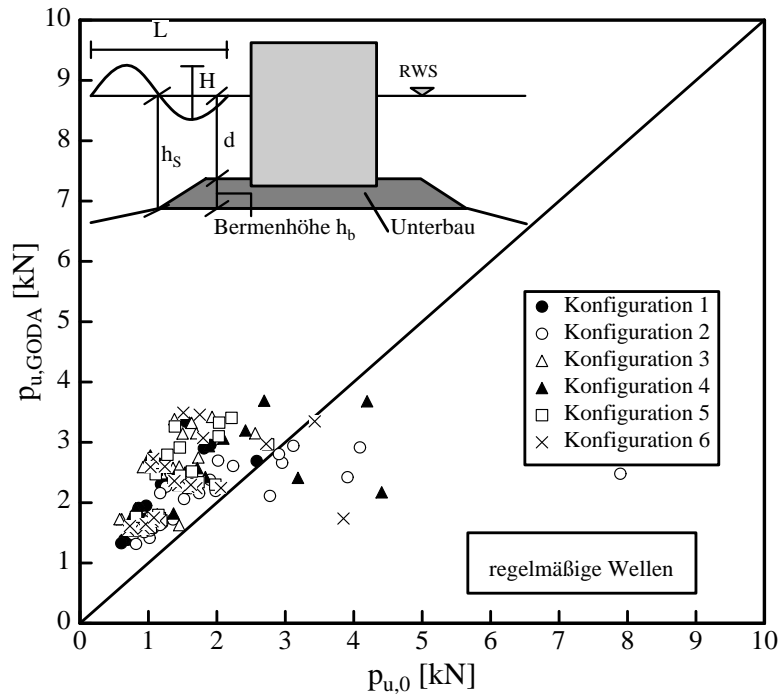


Abb. 4.32: Berechnete welleninduzierte Drücke $p_{u,Goda}$ am Beginn der Caissonsohle als Funktion der gemessenen Drücke $p_{u,0}=p_{u,max}$ für *regelmäßige Wellen*

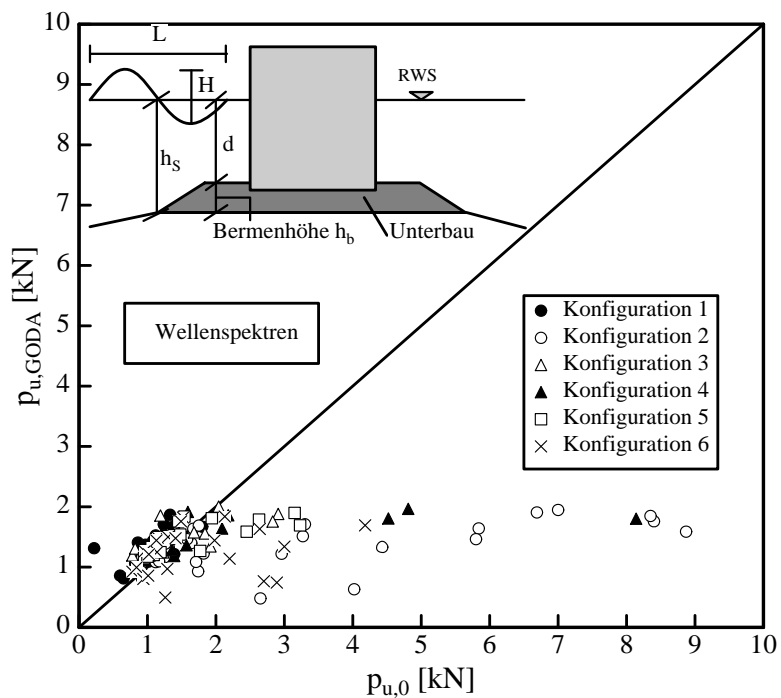


Abb. 4.33: Berechnete welleninduzierte Drücke $p_{u,Goda}$ am Beginn der Caissonsohle als Funktion der gemessenen Drücke $p_{u,0}=p_{u,max}$ für *Wellenspektren*

Es ist ein deutlicher Einfluß des Brechverhaltens auf den welleninduzierten Auftrieb am Beginn der Caissonsohle zu erkennen. Während der welleninduzierte Auftrieb für nicht brechende und gebrochene Wellen gut nach dem Verfahren nach *Goda* beschrieben werden kann, führen insbesondere Druckschläge zu einer bis zu einem Faktor von 2,2 (*regelmäßige Wellen*) bzw. 6 (*Wellenspektren*) höheren Belastung des Caissons bei brechenden Wellen. Daher wird für den Bereich der brechenden Wellen eine Korrektur der berechneten Drücke nach *Goda* empfohlen:

(a) *regelmäßige Wellen* (Abb. 4.34) (Hinweis: $p_{u,0} = p_{u,max}(x=0)$)

für nicht brechende und gebrochene Wellen gilt ($\sigma' = 24,5\%$):

$$p_{u,0} = 0,60 \cdot p_{u,Goda} \quad (4.9a)$$

für brechende Wellen und Druckschläge gilt ($0,75 < H/d < 1,25$):

$$p_{u,0} = 3,0 \cdot p_{u,Goda} \quad (4.9b)$$

(b) *Wellenspektren* (Abb. 4.35) (Hinweis: $p_{u,0} = p_{u,max}(x=0)$)

für nicht brechende Wellen gilt ($\sigma' = 20\%$):

$$p_{u,0} = 0,9 \cdot p_{u,Goda} \quad (4.9c)$$

für brechende Wellen und Druckschläge gilt ($0,75 < H/d < 1,1$):

$$p_{u,0} = 6,0 \cdot p_{u,Goda} \quad (4.9d)$$

Für gebrochene Wellen und *Wellenspektren* standen nicht ausreichend Daten zur Verifikation bzw. Erweiterung des *Goda*-Verfahrens zur Verfügung.

In den Gl. (4.9a) bis (4.9d) wird für nicht brechende Wellen der Mittelwert der gemessenen Drücke $p_{u,0}$ entsprechend Abb. 4.34 und Abb. 4.35 und für brechende Wellen und Druckschläge der gemessenen Maximalwert entsprechend Abb. 4.34 und Abb. 4.35 empfohlen.

Der Druck an der seewärtigen Caissonsohle kann somit auf der Grundlage der Gleichungen 4.9a bis 4.9d in Abhängigkeit des Brechertyps ermittelt werden. Im folgenden soll nun der Einfluß der Bauwerksgeometrie auf den Druck $p_{u,0}$ untersucht werden.

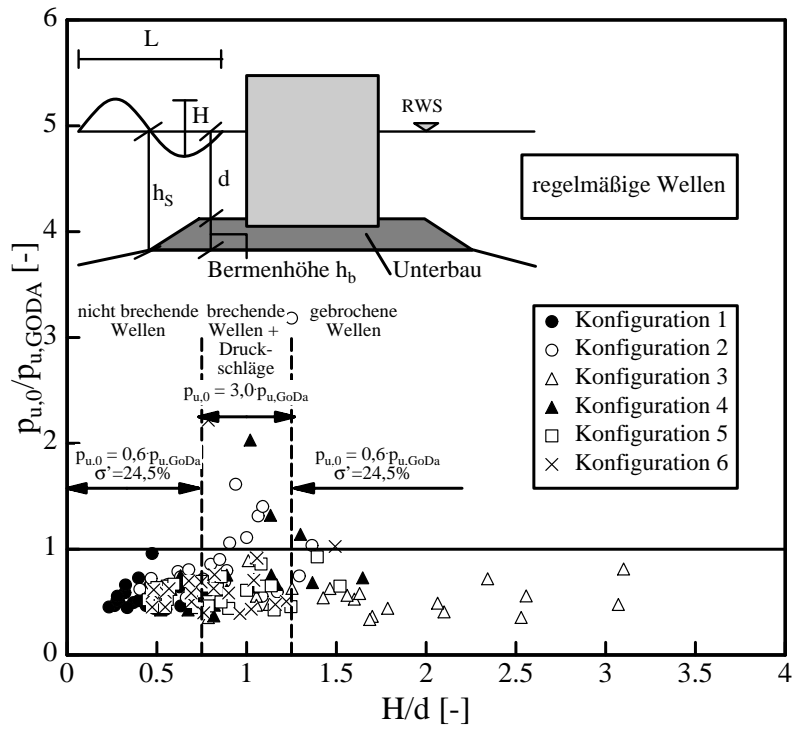


Abb. 4.34: Rel. Druck $p_{u,0}/p_{u,Goda}$ als Funktion der rel. Wellenhöhe H/d für *regelmäßige Wellen*

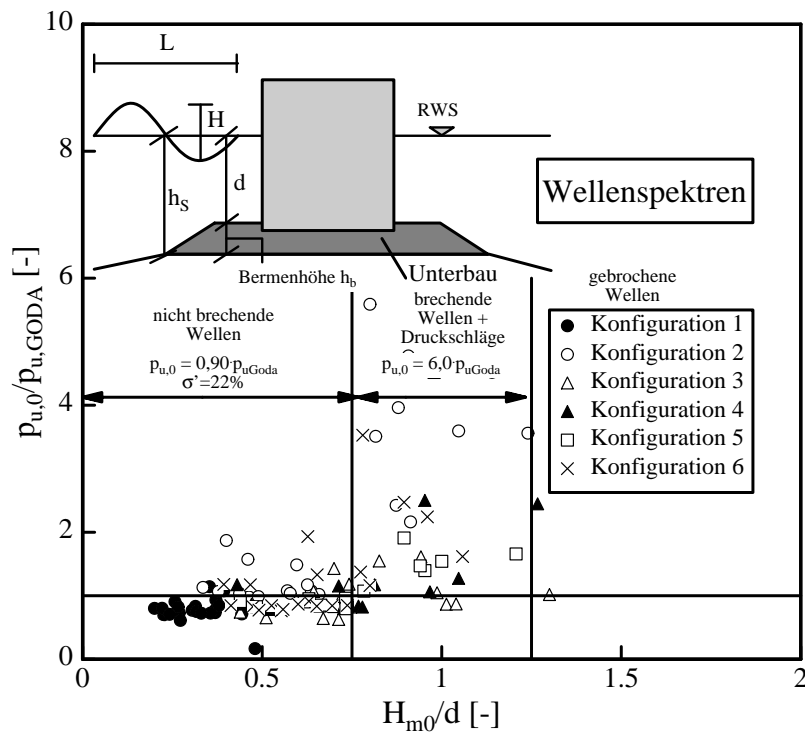


Abb. 4.35: Rel. Druck $p_{u,0}/p_{u,Goda}$ als Funktion der rel. Wellenhöhe H_{m0}/d für *Wellenspektren*

4.2.3.3 Einfluß der Bauwerksgeometrie auf den Druck $p_{u,0}$

Im folgenden soll der Einfluß der Bermbreite B_b , der Einbettungstiefe h_c und der Unterbauhöhe h_r auf den welleninduzierten Auftrieb $p_{u,0}$ an der seewärtigen Kante der Bauwerkssohle auf der Grundlage der Modellversuche mit nicht brechenden Wellen untersucht werden. Diese Vorgehensweise wurde gewählt, da die Versuchsergebnisse mit brechenden Wellen und Druckschlägen in Abschnitt 4.2.2.2 große Streuungen gezeigt haben und somit eine Zuordnung des Einflusses der Bauwerksgeometrie nicht eindeutig identifizierbar ist.

(a) Einfluß der Bermbreite B_b

Der Einfluß der relativen Bermbreite B_b/L_0 auf den welleninduzierten Auftrieb $p_{u,0}/p_{u,Goda}$ für nicht brechende Wellen ist in Abb. 4.36 für *regelmäßige Wellen* und in Abb. 4.37 für *Wellenspektren* dargestellt. Ein deutlicher Einfluß der Bermbreite ist nicht wahrnehmbar. Der welleninduzierte Auftrieb kann ausreichend durch die Gleichung 4.9.a beschrieben werden. :

$$p_{u,0} / p_{u,Goda} = 0,60 \quad (4.10)$$

mit: $\sigma' = 20,0\%$

Für *Wellenspektren* konnte ebenfalls keine Abhängigkeit des relativen welleninduzierten Auftriebs $p_{u,0}/p_{u,Goda}$ von der relativen Bermbreite B_b/L_0 ermittelt werden. Auch eine Tendenz ist nicht zu erkennen. Dies bedeutet, daß die Bermbreite im Bereich der untersuchten relativen Bermbreiten ($0 < B_b/L_0 < 0,15$) keinen signifikanten Einfluß auf den welleninduzierten Auftrieb hat.

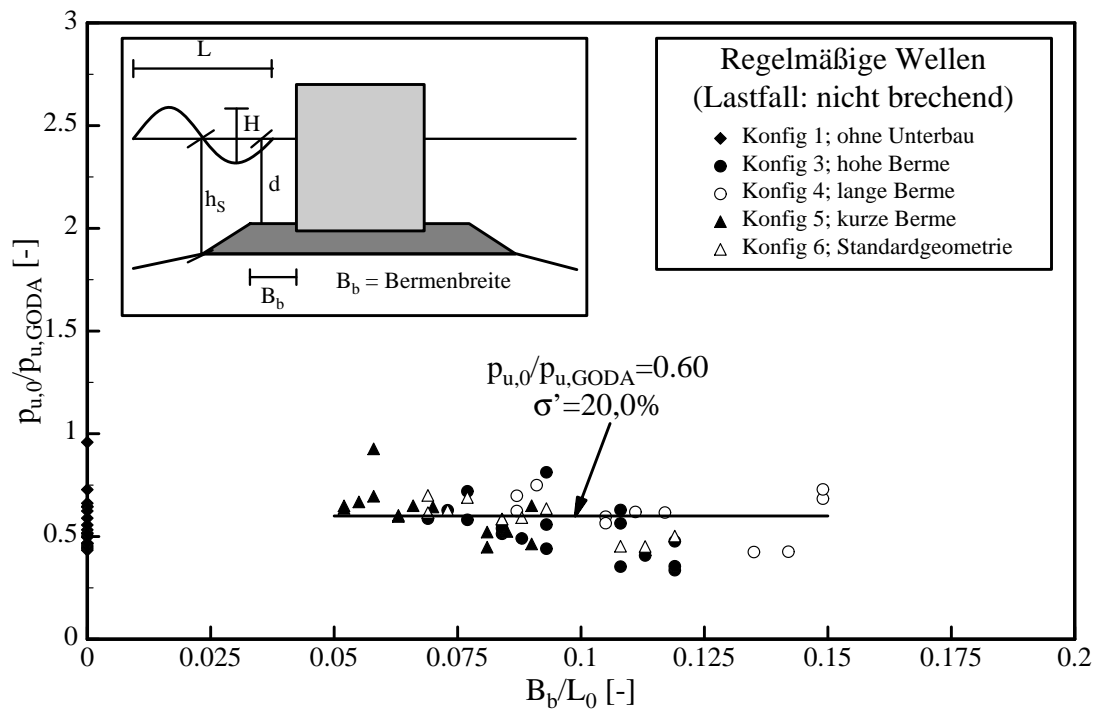


Abb. 4.36: Einfluß der Bermbreite auf den welleninduzierten Auftrieb $p_{u,0}/p_{u,Goda}$ für regelmäßige Wellen

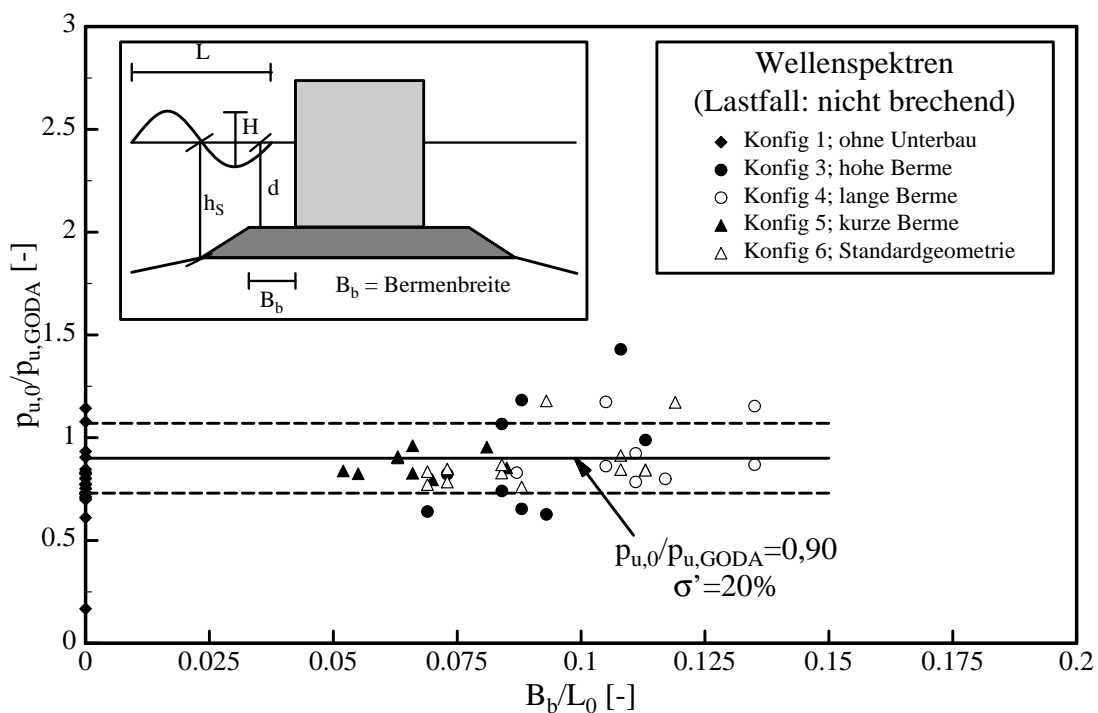


Abb. 4.37: Einfluß der Bermbreite auf den welleninduzierten Auftrieb $p_{u,0}/p_{u,Goda}$ für Wellenspektren

(b) Einfluß der Einbettungstiefe h_E

Die Berme vor dem Caisson hat eine Höhe h_E bezogen auf die Unterseite des Caissons. Dieser Wert wird als Einbettungstiefe bezeichnet. Die welleninduzierte Druckbelastung auf den Caisson wird durch die Einbettung des Caissons von der Oberkante der Berme bis zur Sohle des Caissons aufgrund des Strömungswiderstands der Berme reduziert. Daher wirkt sich die Einbettungstiefe dämpfend auf den welleninduzierten Auftrieb aus und soll im folgenden untersucht werden. Dazu wurde die relative welleninduzierte Auftriebskraft $p_{u,0}/p_{u,Goda}$ als Funktion der relativen Einbettungstiefe h_E/H bzw. h_E/H_{m0} in Abb. 4.38 für *regelmäßige Wellen* und in Abb. 4.39 für *Wellenspektren* dargestellt. Die folgenden Gleichungen konnten als Regressionsfunktionen ermittelt werden:

(a) regelmäßige Wellen ($\sigma' = 20\%$)

$$\frac{p_{u,0}}{p_{u,Goda}} = 0,60 - 0,68 \cdot \left(\frac{h_E}{H} \right) \quad (4.11a)$$

(b) Wellenspektren ($\sigma' = 17\%$)

$$\frac{p_{u,0}}{p_{u,Goda}} = 0,90 - 0,11 \cdot \left(\frac{h_E}{H} \right) \quad (4.11b)$$

Anhand der Experimente kann die reduzierende Wirkung der Einbettungstiefe auf den welleninduzierten Auftrieb bestätigt werden. Der welleninduzierte Auftrieb nimmt für Versuche mit nicht brechenden Wellen von der Konfiguration 1 (ohne Unterbau und ohne vorgelagerte Berme) zur Konfiguration 3 (hohe Berme) ab. Auf den welleninduzierten Auftrieb von *Wellenspektren* wirkt sich die Einbettungstiefe etwas stärker als für die *regelmäßigen Wellen* aus.

(c) Einfluß der Unterbauhöhe h_r

Abschließend soll der Einfluß der Unterbauhöhe h_r auf den welleninduzierten Auftrieb $p_{u,0}$ untersucht werden. Der welleninduzierte Auftrieb am Beginn der Caissonsohle ist abhängig von der Wellenbewegung vor dem Caisson (Wellenreflexion, Brechverhalten, etc.). Die Druckausbreitung im Untergrund hängt von der Strömungsgeschwindigkeit im Untergrund ab und nicht von der Druckhöhe am Beginn der Caissonsohle. Dies kann anhand der Forchheimer Gleichung erklärt werden. Der Druckgradient in der Forchheimer-Gleichung ist unabhängig vom Druck $p_{u,0}$:

$$\frac{\partial p}{\partial x} = -\rho_w g (a \cdot u + b \cdot u^2) \quad (4.12)$$

Dies wird durch die Versuchsergebnisse in den Abb. 4.40 für *regelmäßige Wellen* und 4.41 für *Wellenspektren* bestätigt, die keine Abhängigkeit des welleninduzierten Auftriebs von der Unterbauhöhe h_r zeigen. Daher ist kein weiterer Korrekturfaktor zur Berücksichtigung der Unterbauhöhe h_r auf den Welleninduzierten Druck $p_{u,0}$ am Beginn der Caissonsohle erforderlich. Hiermit werden auch die Schlußfolgerungen in Abschnitt 4.2.1(b) zum Einfluß der Unterbauhöhe bestätigt.

(d) Schlußfolgerungen

Der Einfluß verschiedener Bauwerksparameter (Bermenbreite B_b , Einbettungstiefe h_E und Unterbauhöhe h_r) auf den welleninduzierten Druck $p_{u,0}$ am Beginn der Caissonsohle wurde für *regelmäßige Wellen* und *Wellenspektren* untersucht. Die Einbettungstiefe h_E reduziert die Druckhöhe von der Bermenoberkante zur Caissonsohle aufgrund der Widerstandswirkung des Bermenmaterials. Keinen Einfluß auf den welleninduzierten Auftrieb am Beginn der Caissonsohle haben die Unterbauhöhe h_r und die Bermenbreite B_b .

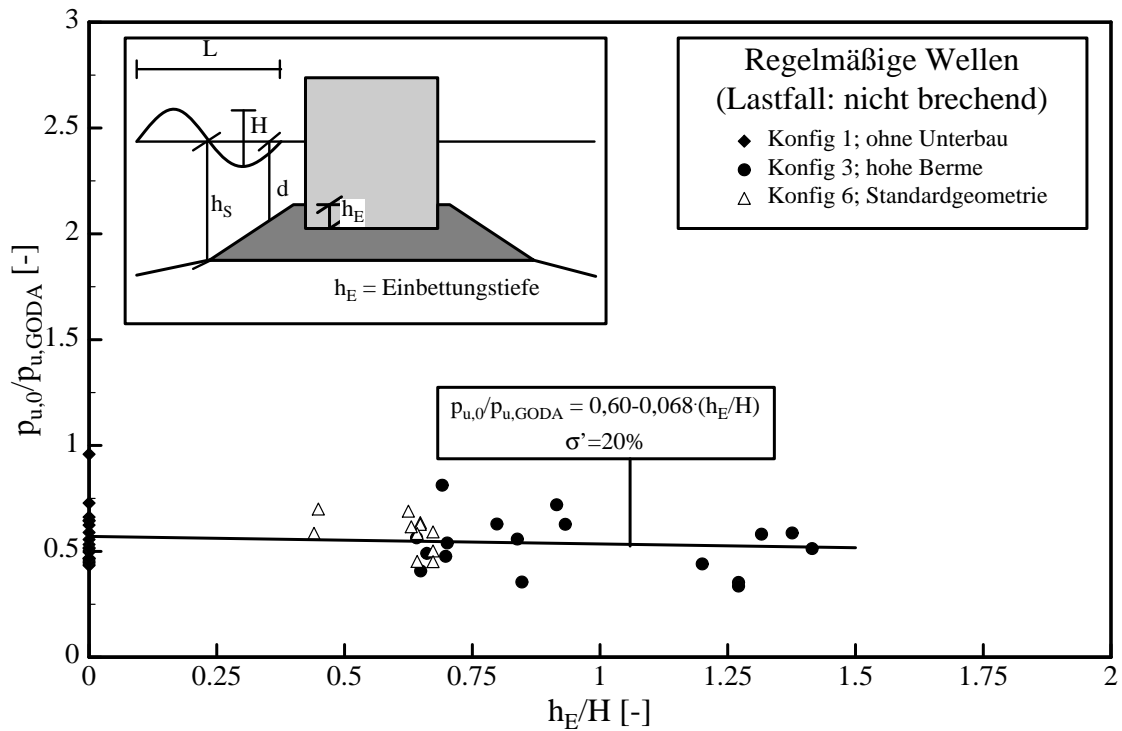


Abb. 4.38: Einfluß der rel. Einbettungstiefe h_E/H auf den welleninduzierten Auftrieb für regelmäßige Wellen

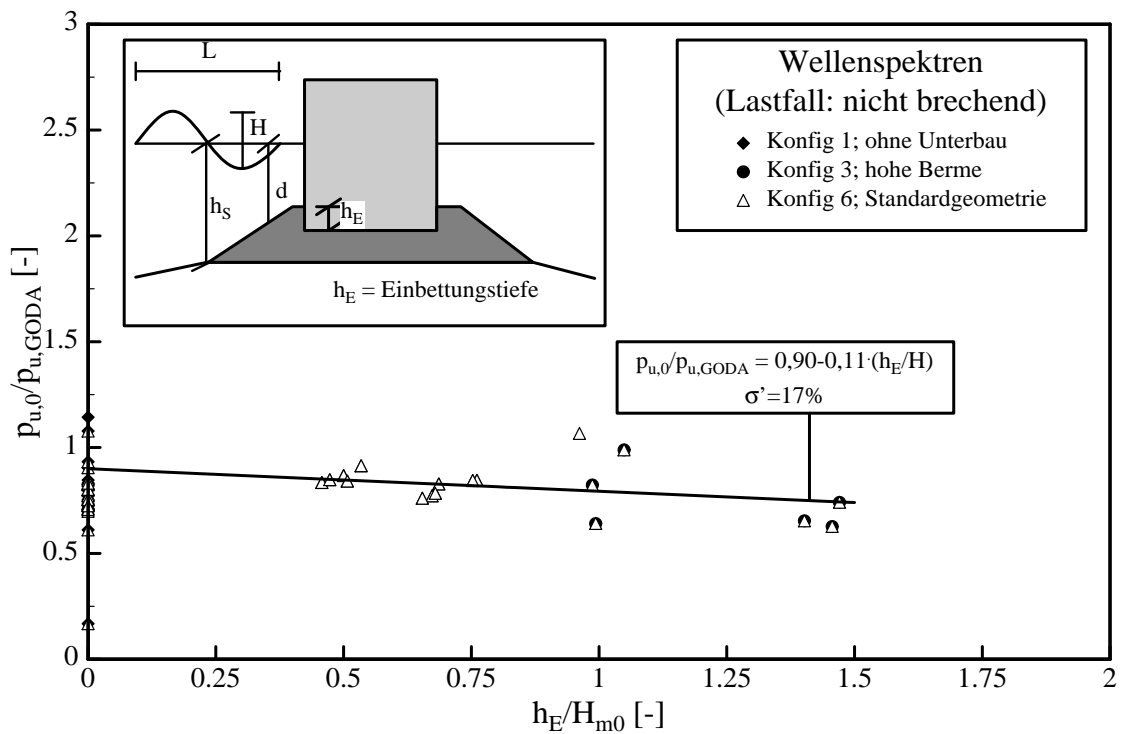


Abb. 4.39: Einfluß der rel. Einbettungstiefe h_E/H_{m0} auf den welleninduzierten Auftrieb für Wellenspektren

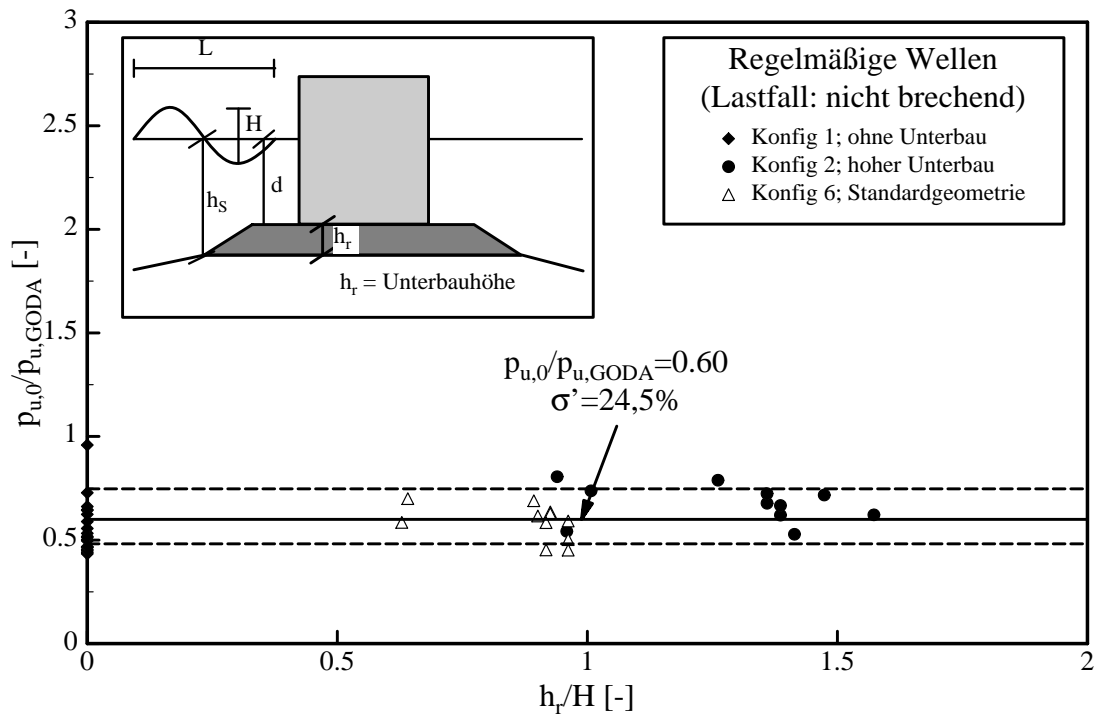


Abb. 4.40: Einfluß der rel. Unterbauhöhe h_r/H auf den welleninduzierten Auftrieb (regelmäßige Wellen)

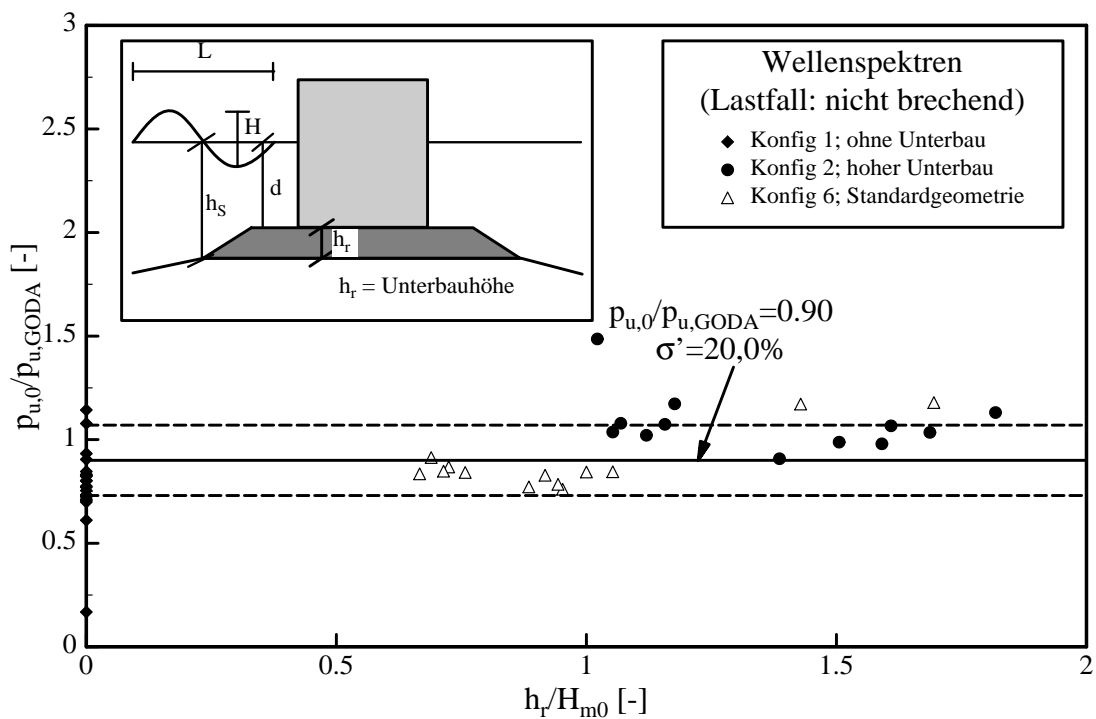


Abb. 4.41: Einfluß der rel. Unterbauhöhe h_r/H_{m0} auf den welleninduzierten Auftrieb (Wellenspektren)

4.2.4 Theoretische Beschreibung des welleninduzierten Auftriebs für nicht brechende Wellen

(a) Theoretische Grundlagen

Im folgenden sollen die wichtigsten theoretischen Grundlagen beschrieben werden, die für die Beschreibung des welleninduzierten Auftriebs benötigt werden. Die Druckausbreitung im porösen Medium unter einem Caissonwellenbrecher kann auf der Grundlage der Forchheimer-Gleichung sowie der Kontinuitätsgleichung für Strömungen im Boden beschrieben werden. Die im folgenden verwendeten Definitionen sind in Abb. 4.42 schematisch dargestellt.

Die Kontinuitätsgleichung für Strömungen im Boden lautet:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{1}{n} \frac{\partial hu}{\partial x} = 0 \quad (4.13)$$

mit: u = Strömungsgeschwindigkeit im Boden [m/s]

h = Druckhöhe [m]

x = Koordinate im Boden [m]

n = Porosität des Bodens [-]

Die erweiterte Forchheimer-Gleichung für Strömungen im Boden lautet:

$$I = a u + b u^2 + c \frac{\partial u}{\partial t} + d u \frac{\partial u}{\partial x} \quad (4.14)$$

mit: $I = dh/dx$ = hydraulischer Gradient [-]

a, b, c, d = Koeffizienten [-]

Die Forchheimer-Gleichung stellt eine Erweiterung des Darcy-Gesetzes für laminare Strömungen auf turbulente Strömungen dar. Werden die drei rechten Terme vernachlässigt, so entspricht die Forchheimer-Gleichung dem Darcy-Gesetz ($I = a u$). Der Koeffizient a stellt den Kehrwert des Durchlässigkeitskoeffizienten k_f dar. Die hier dargestellte Form der Forchheimer Gleichung stellt eine Erweiterung der ursprünglichen Forchheimer - Gleichung auf instationäre Strömungen ($+c \partial u/\partial t$) und ungleichförmige Strömungen ($+d u \partial u/\partial x$) dar (*Burcharth u. Andersen, 1995*).

In dieser Gleichung sind die Koeffizienten a, b, c und d experimentell oder auf der Grundlage von Ansätzen aus dem Schrifttum zu bestimmen. Aufgrund des umfangreichen Schrifttums zu den Forchheimer-Koeffizienten werden an dieser Stelle die im Rahmen dieser Arbeit relevanten Ansätze kurz dargestellt.

Der Koeffizient a kann für laminare und stationäre Strömungen ($Re < 1$) bestimmt werden und ist abhängig von der Porosität n und dem Korndurchmesser d_{50} des verwendeten Filtermaterials. Systematisch wurden die vorhandenen Berechnungsansätze von *Van Gent* (1993) zusammengestellt.

Der Koeffizient b ist für turbulente und stationäre Strömungen ($1 < Re < 1300$) zu bestimmen und ist ebenfalls vom Korndurchmesser d_{50} sowie der Porosität n abhängig. Das Schrifttum zum Koeffizienten b wurde ebenfalls von *Van Gent* (1993) zusammengestellt.

Der Koeffizient c ist für instationäre Strömungen zu bestimmen und ist von der Porosität n sowie einem Trägheitskoeffizienten C_m abhängig. Der Trägheitskoeffizient C_m wurde z.B. von *Burcharth und Andersen* (1994) in Analogie zur Umströmung von Zylindern bestimmt.

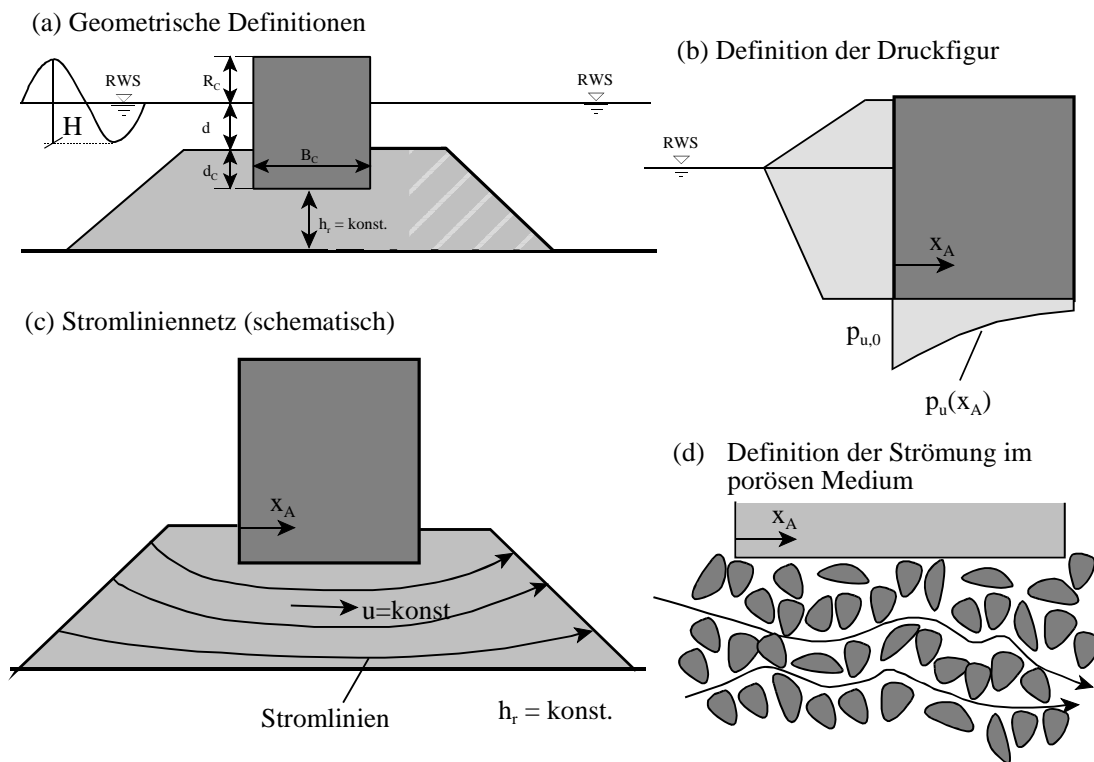


Abb. 4.42: Schematische Darstellung der verwendeten Definitionen

Allerdings zeigen die Versuche von *Burcharth und Andersen* starke Streuungen, so daß die Bestimmung von C_m mit großen Unsicherheiten verbunden ist.

Der Koeffizient d ist von der Ungleichförmigkeit der Strömung und der Porosität n abhängig. Seine Bestimmung ist bislang mit den größten Schwierigkeiten verbunden. *Van Gent* (1995) stellt einen einfachen Ansatz für die Ermittlung des Koeffizienten d dar.

Aufgrund der Vielfalt unterschiedlicher Ansätze zur Bestimmung der Parameter a , b , c und d

sollen an dieser Stelle keine Bestimmungsgleichungen aufgeführt werden. Ein Überblick ist z.B. bei *Van Gent* (1995) oder *Burcharth und Andersen* (1995) zu finden.

Aufgrund der Schwierigkeiten bei der Bestimmung der Koeffizienten a, b, c und d wurden in der Vergangenheit überwiegend empirische Ansätze zur Bestimmung der Druckausbreitung von Wellen in porösen Medien ermittelt. Einfache Dämpfungsmodelle zur Ermittlung der Druckausbreitung in geschütteten Wellenbrechern werden daher im folgenden mit den Druckmessungen im Untergrund des verwendeten Caissons verglichen und erweitert.

(b) Exponentielles Dämpfungsmodell

Für die Druckausbreitung im Kern geschütteter Wellenbrecher wurde von *Oumeraci* (1990) ein exponentielles Dämpfungsmodell auf der Grundlage der Potentialströmung in porösen Medien (*Le Méhauté*, 1958) entwickelt. *Oumeraci* (1990) zeigt, dass die welleninduzierte Druckhöhe exponentiell im Kern geschütteter Wellenbrecher für nicht brechende Wellen abnimmt.

$$p_u(x) = p_{u,0} \cdot \exp\left(-\delta \frac{2\pi}{L'} x\right) \quad (4.15)$$

mit: δ = Dämpfungskoeffizient = 2,0

L' = Wellenlänge im porösen Medium (Wellenbrecher) = L/\sqrt{D}

D = Koeffizient ($\approx 1,4$ bis $1,5$) für Steinschüttungen wie im Kern von geschütteten Wellenbrechern

Burcharth et al. (1999) und *Troch* (2001) haben den Dämpfungskoeffizienten δ nach *Oumeraci* (1990) durch folgenden Ausdruck ersetzt, um den Einfluß der Porosität n , der Wellenperiode T_p zur Berechnung der Wellenlänge L_p , der signifikanten Wellenhöhe H_s und der Breite des Wellenbrecherkerns b zu berücksichtigen.

$$\delta = a_\delta \frac{n^{0,5} L_p^2}{H_s b} \quad \text{mit: } a_\delta = 0,0123 \quad (4.16)$$

Beide Ausdrücke für δ sind nur bedingt für die Druckausbreitung unter Caissonwellenbrechern geeignet. So zeigt der konstante Dämpfungskoeffizient nach *Oumeraci* (1990) im Gegensatz zum Dämpfungskoeffizienten nach *Burcharth et al.* (1999) keine Abhängigkeit von der Porosität n , die die Druckausbreitung im Unterbau beeinflusst. Die Ergebnisse in Abschnitt 4.2.1 (Abb. 4.18) haben weiterhin gezeigt, daß die Druckausbreitung im Unterbau stark von der Unterbauhöhe abhängt, die weder im Dämpfungskoeffizienten nach *Oumeraci* (1990) noch nach *Burcharth et al.* Berücksichtigung findet. Weiterhin stellt sich die Frage, ob das Druckschlagverhalten brechender Wellen über die Wellensteilheit im Ansatz nach *Burcharth et al.* berücksichtigt werden kann. Daher sind folgende Schritte zur Ermittlung des

Dämpfungskoeffizienten δ für die Druckausbreitung unter Caissonwellenbrechern erforderlich:

- Anwendung des exponentiellen Dämpfungsmodells nach *Oumeraci et al.* (1990) auf die Druckausbreitung unter Caissonwellenbrechern zur Bestimmung des Dämpfungskoeffizienten δ und Diskussion der Ergebnisse.
- Anwendung des erweiterten Dämpfungsmodells nach *Burcharth et al.* auf die Druckausbreitung unter Caissonwellenbrechern zur Bestimmung des Dämpfungskoeffizienten δ und Diskussion der Ergebnisse.
- Schlußfolgerungen aus der Anwendung vorhandener Dämpfungsmodelle auf die Druckausbreitung im Unterbau eines Caissonwellenbrechers.
- Ermittlung eines eigenen Dämpfungsmodells für die Standardkonfiguration.
- Verifikation und Erweiterung des eigenen Dämpfungsmodells für andere Konfigurationen.
- Verifikation des eigenen Dämpfungsmodells auf der Grundlage großmaßstäblicher Modellversuche.

(c) Anwendung des exponentiellen Dämpfungsmodells nach Oumeraci et al. (1990) auf die Druckausbreitung im Unterbau von Caissonwellenbrechern für nicht brechende Wellen

In Abb. 4.43 ist die Druckausbreitung im Unterbau für die Standardkonfiguration unter Verwendung des exponentiellen Dämpfungsmodells nach *Oumeraci et al.* (1990) unter Berücksichtigung der Wellenlänge am Bauwerksfuß ($L' = L_{\text{hsy}} / \sqrt{1,4}$) dargestellt. Die Dämpfung im Unterbau der untersuchten Standardkonfiguration (Konfig. 6) ist geringer als die Dämpfung in einem geschütteten Wellenbrecher, da nahezu alle Versuchsergebnisse oberhalb der von *Oumeraci et al.* (1990) empfohlenen Dämpfungskurve liegen, die sich hier als untere Einhüllende darstellt. Weiterhin fällt eine Sortierung der relativen Drücke $p_u(x)/p_{u,0}$ nach der Wellenperiode T auf. Beispielhaft wurden die relativen Drücke am Ende des Caissons mit gleicher Wellenperiode mit einem Kreis umgeben. Dies weist darauf hin, daß die Abhängigkeit des Dämpfungskoeffizienten von der Wellenperiode im Unterbau von Caissonwellenbrechern anders als für geschüttete Wellenbrecher ist. Grund hierfür sind die unterschiedlichen physikalischen Prozesse im Kern geschütteter Wellenbrecher und im Unterbau eines Caissons. Der Unterbau eines Caissons ist nach oben durch den undurchlässigen Caisson und nach unten durch einen im Verhältnis zum Schüttsteinmaterial des Unterbaus nahezu undurchlässigen Untergrund begrenzt. Der Druck breitet sich somit wie in einer Röhre mit rechteckigem Querschnitt aus und ist damit nur von der Druckhöhe am Beginn der „Röhre“ und nicht wie beim geschütteten Wellenbrecher von der gedämpften Welle im Wellenbrecherkern abhängig. Eine Abhängigkeit des relativen Druckes $p_u(x)/p_{u,0}$ von der relativen Wellenlänge x/L' ist somit

nicht gegeben, insbesondere da die Versuchsergebnisse mit den größeren Wellenperioden zu kleineren Werten von x/L' führen.

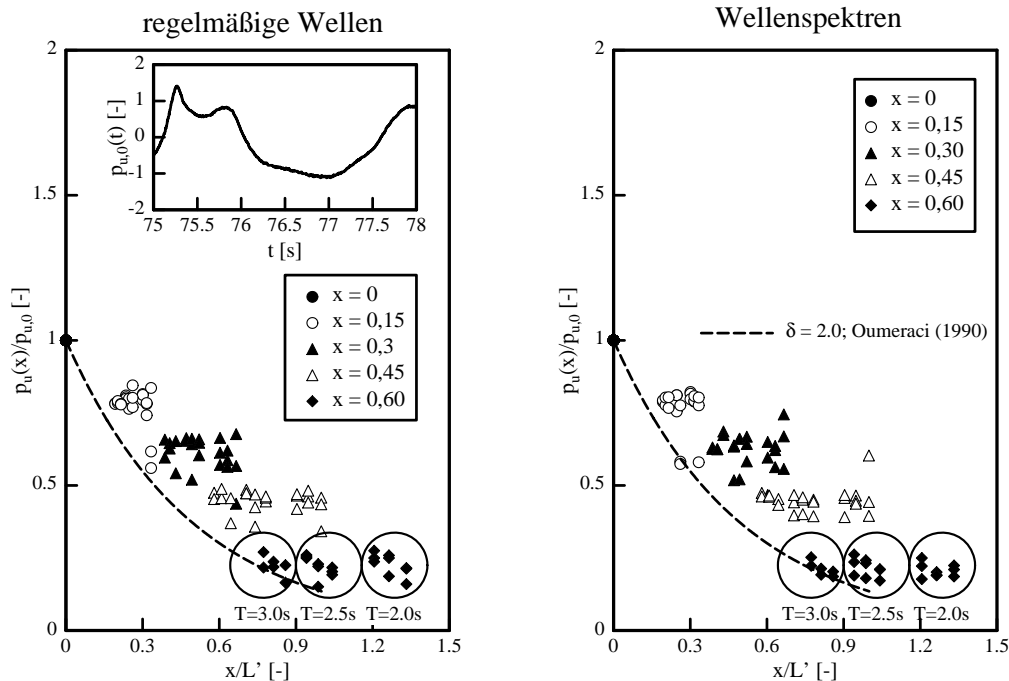


Abb. 4.43: Anwendung des exponentiellen Dämpfungsmodells nach *Oumeraci et al. (1990)* auf die Druckausbreitung im Unterbau für nicht brechende Wellen

(d) Anwendung des exponentiellen Dämpfungsmodells nach *Burcharth et al. (1999)* und *Troch (2001)* auf die Druckausbreitung im Unterbau von Caissonwellenbrechern für nicht brechende Wellen

In Abb. 4.44 ist die Druckausbreitung im Unterbau für die Standardkonfiguration unter Verwendung des linearen Dämpfungsmodells nach *Burcharth et al. (1999)* und *Troch (2001)* unter Berücksichtigung der Wellenlänge am Bauwerksfuß ($L' = L_{(hs)} / \sqrt{1,4}$) dargestellt. Die Dämpfung im Unterbau der untersuchten Standardkonfiguration (Konfig. 6) ist geringer als die in einem geschütteten Wellenbrecher, da nahezu alle Versuchsergebnisse oberhalb der von *Troch (2001)* empfohlenen Dämpfungskurve liegen. Auch hier zeigt sich aufgrund des unterschiedlichen physikalischen Verhaltens im Unterbau des Caissonwellenbrechers keine gute Übereinstimmung mit der Druckausbreitung in geschütteten Wellenbrechern. Die Auftragung der Messergebnisse zeigt eine klare Trennung nach der Messposition. Dies deutet darauf hin, daß die Entfernung x zum Beginn des Caissonfront die entscheidende Größe zur Beschreibung der Druckabnahme ist.

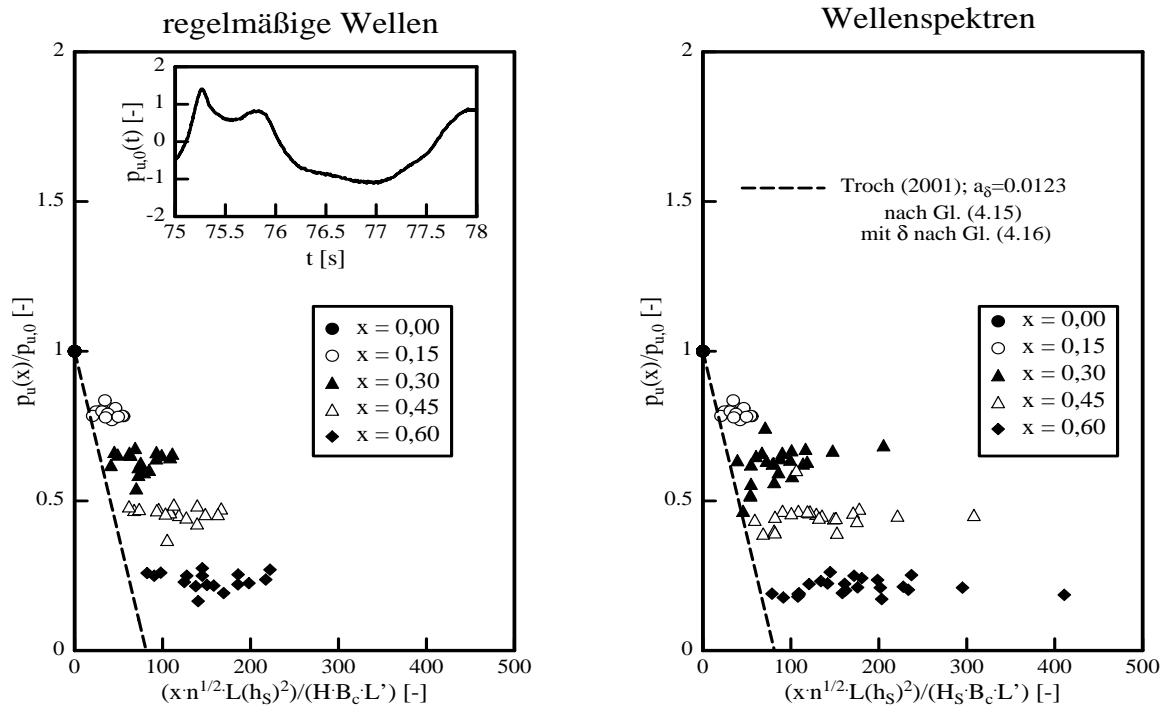


Abb. 4.44: Anwendung des linearen Dämpfungsmodells nach *Burcharth et al. (1999)* und *Troch (2001)* auf die Druckausbreitung im Unterbau für nicht brechende Wellen

(e) Schlußfolgerungen aus der Anwendung vorhandener Dämpfungsmodelle auf die Druckausbreitung im Unterbau eines Caissonwellenbrechers für nicht brechende Wellen

Aufgrund des unterschiedlichen Strömungsverhaltens und der damit verbundenen Druckausbreitung sind Dämpfungsmodelle für geschüttete Wellenbrecher nicht direkt auf die Druckausbreitung im Unterbau eines Caissonwellenbrechers übertragbar. Während der Druck im Kern eines geschütteten Wellenbrechers von der Druckhöhe am Beginn des Wellenbrecherkerns sowie von der Höhe der gedämpften Welle im Wellenbrecherkern abhängt, kann die Druckausbreitung im Unterbau eines Caissons in Analogie zur Druckausbreitung in einer beidseitig geöffneten rechteckigen „Röhre“ beschrieben werden, wobei die Breite der Röhre (Länge des Caissons) groß im Verhältnis zu ihrer Höhe ist. Die Druckhöhe unter dem Caisson ist dann nur noch eine Funktion der Druckhöhe am Beginn der Caissonsohle, der Unterbauhöhe selber sowie der Eigenschaften des Bodens. Dies gilt es bei der Ermittlung eines eigenen Dämpfungsmodells in den folgenden Abschnitten zu berücksichtigen.

(f) Ermittlung eines eigenen Dämpfungsmodells für die Standardkonfiguration und nicht brechende Wellen

Im folgenden soll ein „einfaches“ empirisches Dämpfungsmodell zur Ermittlung der Druckausbreitung im Unterbau für die Standardkonfiguration ermittelt werden. Dazu wurden die gemessenen relativen Drücke ($p_{u,x}/p_{u,0}$) zuerst als Funktion des dimensionslosen Parameters x/B_c getrennt für *regelmäßige Wellen* und *Wellenspektren* in Abb. 4.45 unter Verwendung einer exponentiellen Ausgleichsfunktion dargestellt.

für regelmäßige Wellen ($r^2=0,96$):

$$\frac{p_u(x)}{p_{u,0}} = \exp\left(-1,22 \cdot \left(\frac{x}{B_c}\right)\right) \quad (4.17)$$

für Wellenspektren ($r^2=0,93$):

$$\frac{p_u(x)}{p_{u,0}} = \exp\left(-1,28 \cdot \left(\frac{x}{B_c}\right)\right) \quad (4.18)$$

Im folgenden soll überprüft werden, ob weitere Abhängigkeiten des verwendeten Dämpfungsmodells von der Wellensteilheit H/L (bzw. H_s/L) sowie der relativen Wassertiefe H/d (bzw. H_s/d) bestehen. Dazu wurde das Verhältnis aus gemessener zu berechneter Dämpfung als Funktion der Wellensteilheit in Abb. 4.46 und als Funktion der relativen Wassertiefe H/d in den Abb. 4.47 aufgetragen. Folgende Schlußfolgerungen können aus den Abb. 4.46 und 4.47 gezogen werden:

- Die Dämpfung im Unterbau der Standardkonfiguration zeigt weder für *regelmäßige Wellen* noch für *Wellenspektren* eine signifikante Abhängigkeit der Wellensteilheit H/L (Abb. 4.46). Dies bestätigt die Anmerkungen in Kapitel 4.2.4.c zu den exponentiellen Dämpfungsmodellen nach Oumeraci et al. (1990), Burchardt et al. (1999) und Troch (2001) für geschüttete Wellenbrecher. Das Ausbreitungsverhalten unter einem Caisson weicht grundsätzlich vom Ausbreitungsverhalten einer Welle in einem geschütteten Wellenbrecher ab. Während beim geschütteten Wellenbrecher die Welle in den Wellenbrecherkern eindringt, durchläuft und gedämpft wird, tritt die Welle in den Caissonwellenbrecher nicht ein, sondern überträgt den Druck $p_{u,0}$ in den Unterbau. Eine Abhängigkeit von der Wellenperiode ist somit nicht gegeben.

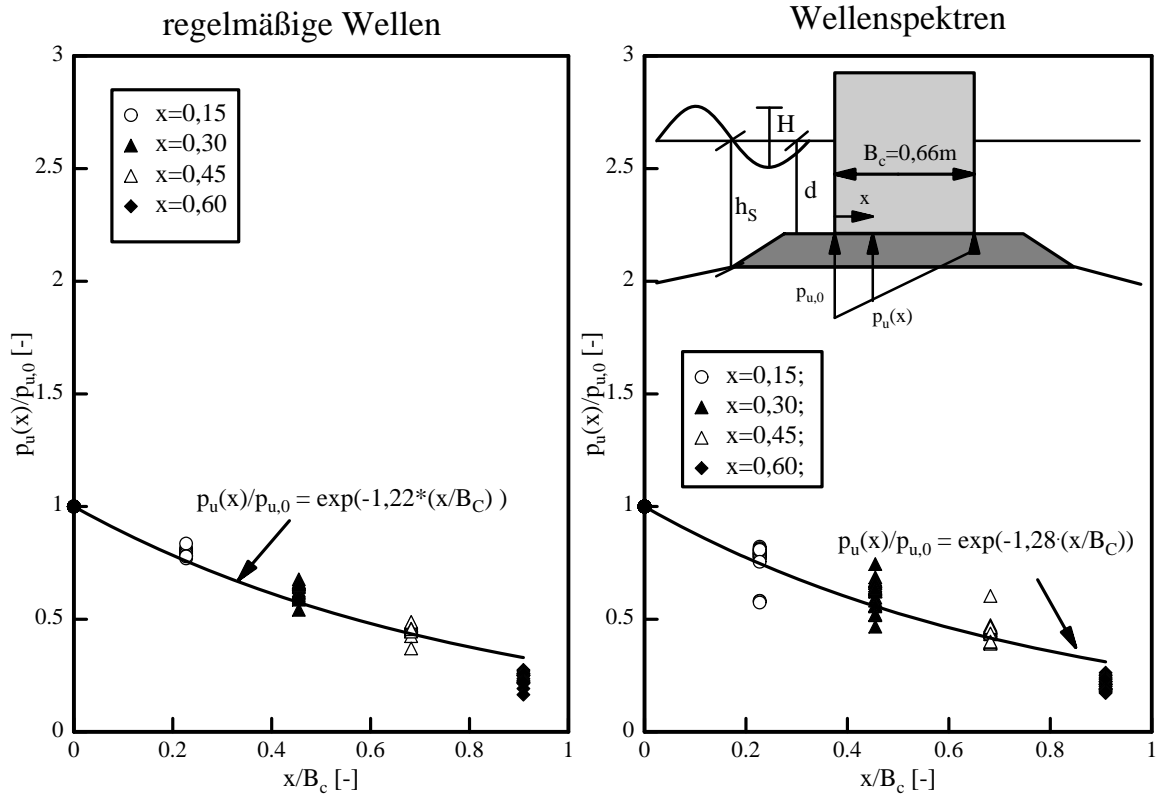


Abb. 4.45: Entwicklung eines eigenen Dämpfungsmodells für nicht brechende Wellen

- Es ist keine signifikante Abhängigkeit der Dämpfung im Unterbau von der relativen Wasserhöhe H/d erkennbar (Abb. 4.47).
- Die einzelnen Messpositionen zeigen ein leicht unterschiedliches Verhalten in der Dämpfung, was ggf. auf lokale Inhomogenitäten im Unterbau zurückgeführt werden kann.
- Der Variationskoeffizient $\sigma'_x (= \sigma_x / \bar{X})$ schwankt zwischen 7,7% und 38%
- Die besten Übereinstimmungen zwischen Messung und Rechnung konnten für die Position 1 ($x=0m$); die Position 3 ($x=0,30m$) und die Position 5 ($x=0,60m$) ermittelt werden.

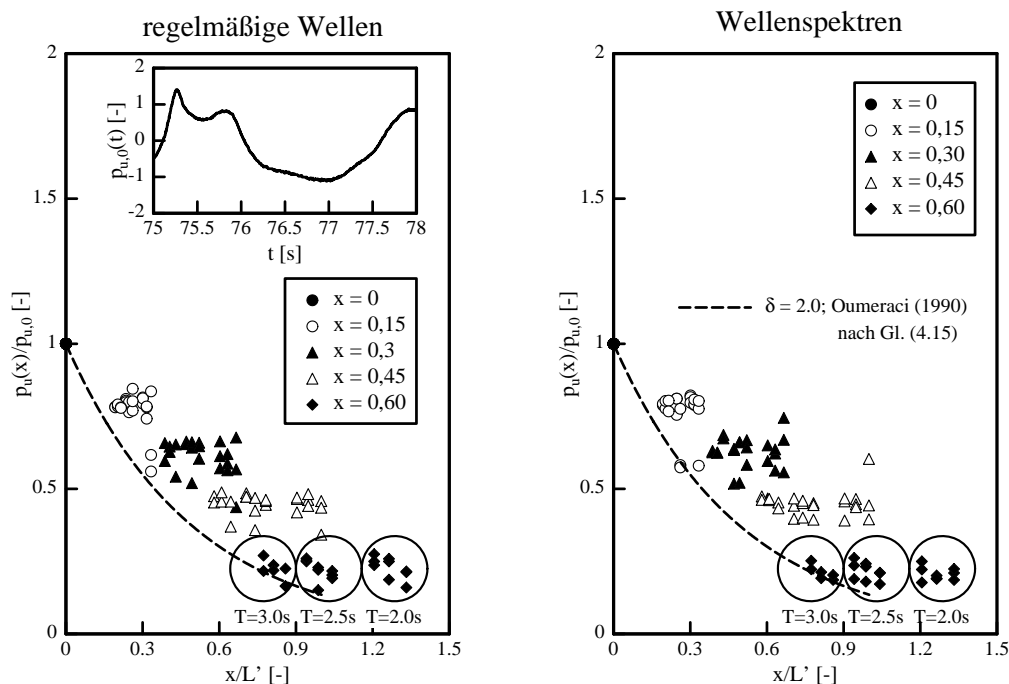


Abb. 4.46: Verhältnis aus gemessener zu berechneter Dämpfung als Funktion der Wellensteilheit H/L für *regelmäßige Wellen* und *Wellenspektren*

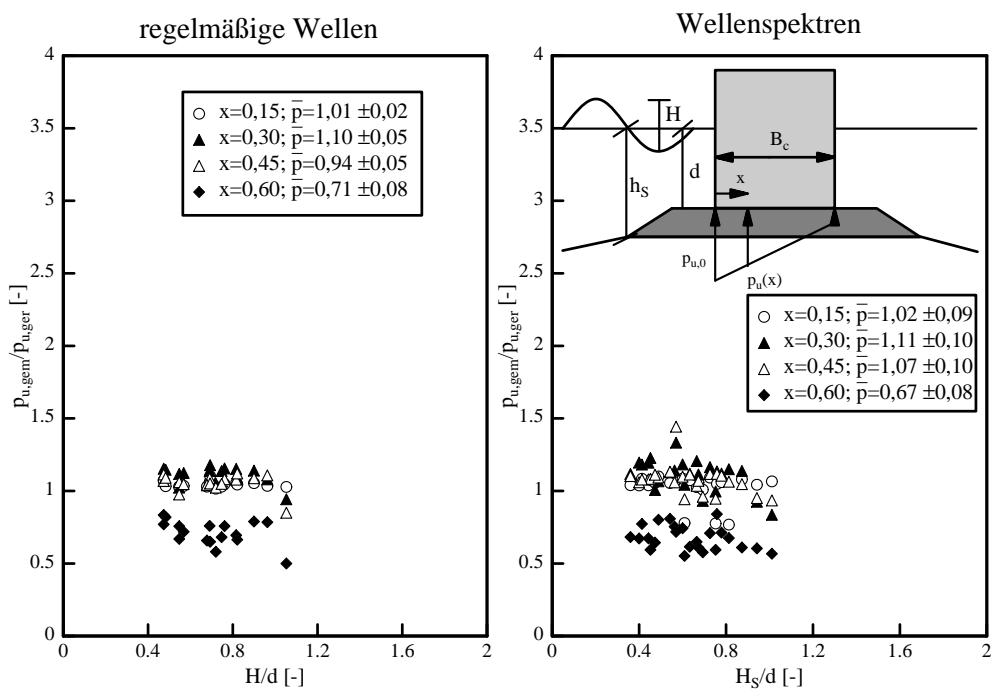


Abb. 4.47: Verhältnis aus gemessener zu berechneter Dämpfung als Funktion der relativen Wellenhöhe H/d für *regelmäßige Wellen* und *Wellenspektren*

(g) Verifikation und Erweiterung des eigenen Dämpfungsmodells für andere Konfigurationen und nicht brechende Wellen

In Abb. 4.48 wurde das Verhältnis aus gemessener zu berechneter Druckspannung an der Caissonunterseite für die Konfigurationen 1 bis 6 dargestellt, um die Übertragbarkeit des eigenen Dämpfungsmodells auf andere Konfigurationen zu überprüfen. Es kann gezeigt werden, daß mit Ausnahme der Konfiguration 1 (ohne Unterbau) das eigene Dämpfungsmodell überall eine sehr gute Anpassung an die Versuchsergebnisse darstellt. Die Mittelwerte liegen zwischen 0,89 und 1,06 und die Standardabweichungen zwischen 0,09 und 0,16. Die größten Abweichungen vom zu erwartenden Mittelwert von 1 wurden für die Konfiguration 2 (hoher Unterbau) und die Konfiguration 3 (hohe Berme) festgestellt.

Die Konfiguration 1 (Caisson ohne Unterbau) zeigt deutliche Abweichungen vom exponentiellen Dämpfungsmodell. Der ermittelte Mittelwert (s. Abb. 4.49) beträgt 0,513 bei einer Standardabweichung von 0,332. Dies war nach den Untersuchungen in Abschnitt 4.2.2.2 zu erwarten. Daher ist eine Erweiterung des eigenen Dämpfungsmodells für die Konfiguration ohne Unterbau erforderlich.

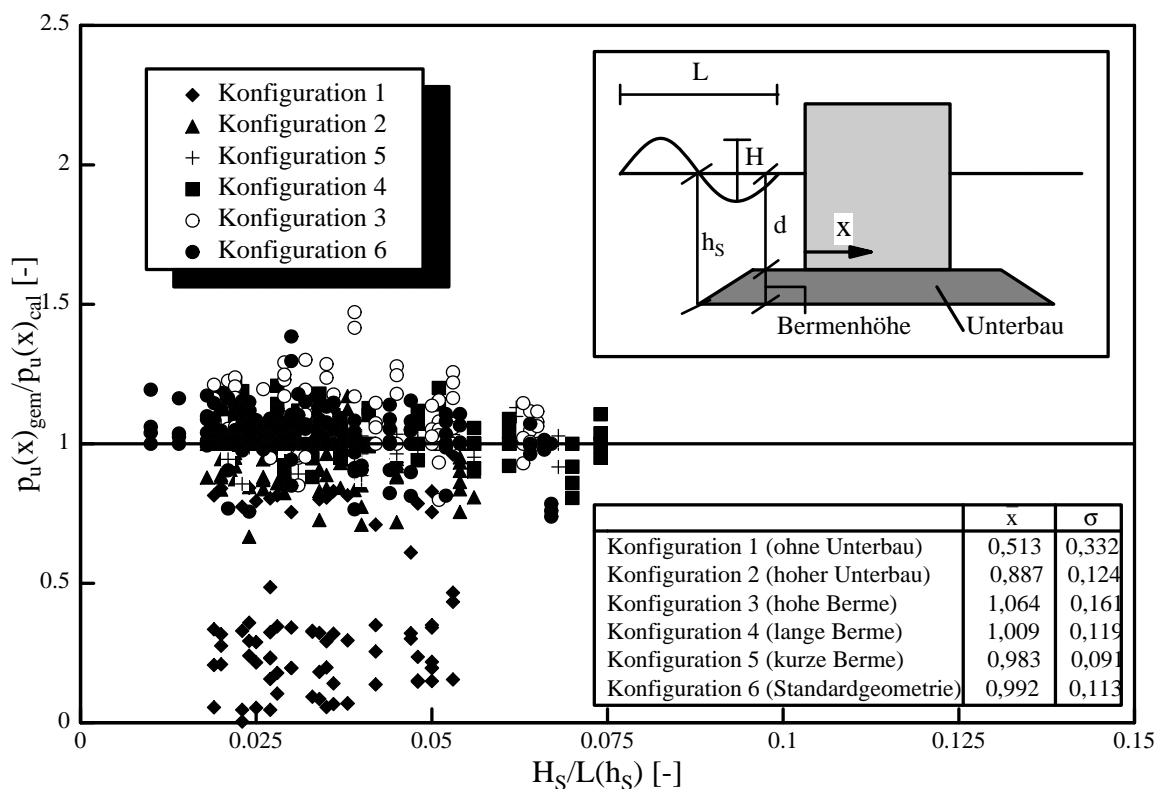


Abb. 4.48: Verifikation des polynomischen Dämpfungsmodells für die Konfigurationen 1 bis 6

Für die Konfiguration ohne Unterbau wurde daher eine zweite exponentielle Anpassungsfunktion empirisch ermittelt (Abb. 4.49):

$$\frac{p_u(x)}{p_{u,0}} = \exp\left(-2,90 \cdot \left(\frac{x}{B_c}\right)\right) \quad (4.19)$$

Diese Anpassungsfunktion hat aufgrund des höheren Koeffizienten vor dem dimensionslosen Term (x/B_c) eine deutlich höhere Dämpfung als die Anpassungsfunktion für die Standardgeometrie. Der Mittelwert (s. Abb. 4.48) ändert sich durch Verwendung dieser Funktion von 0,513 (s. Abb. 4.49) auf 0,973 bei einer Standardabweichung von 0,115.

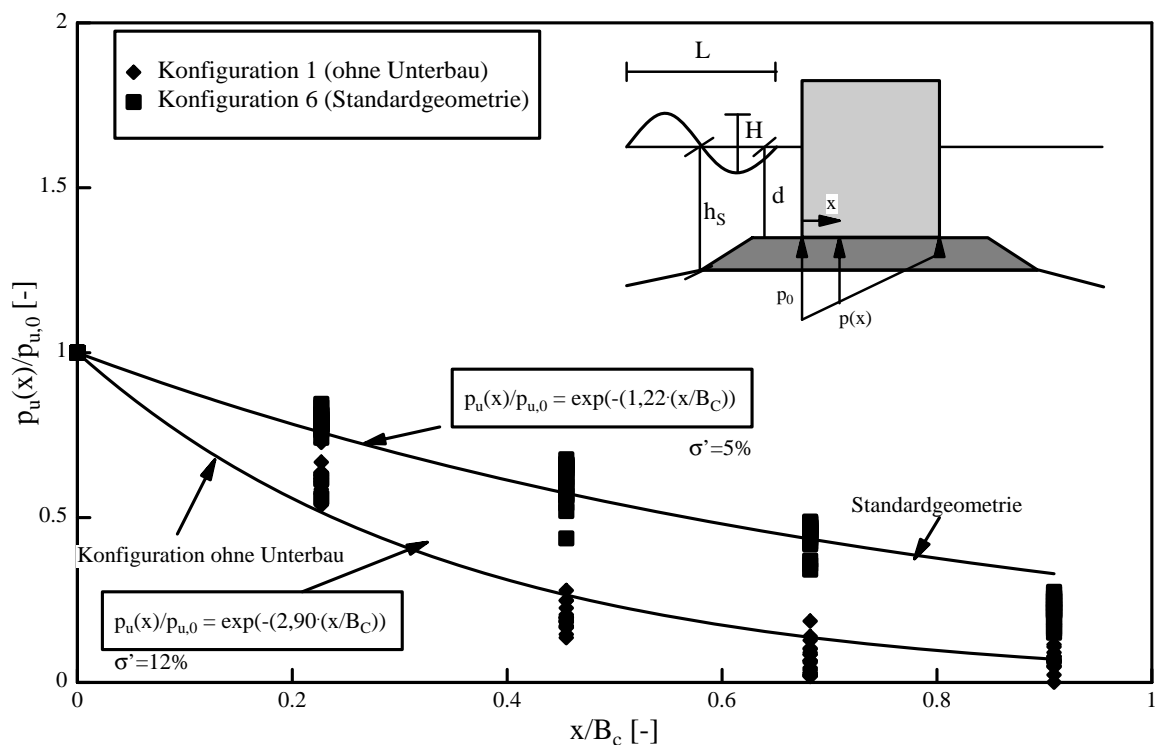


Abb. 4.49: Exponentielle Ausgleichsfunktionen für den Caisson ohne Unterbau (Konfiguration 1) und die Standardgeometrie (Konfiguration 6)

(h) Verifikation des eigenen Dämpfungsmodells auf der Grundlage großmaßstäblicher Modellversuche für nicht brechende Wellen

Im folgenden soll das eigene Dämpfungsmodell auf die großmaßstäblichen Modellversuche für nicht brechende Wellen übertragen werden. Die großmaßstäblichen Modellversuche, die im Rahmen dieses Vergleichs verwendet wurden, stammen aus dem Großen Wellenkanal (GWK) in Hannover und wurden 1993/1994 im Rahmen des Sonderforschungsbereichs 205 - Küsteningenieurwesen (Teilprojekt B3)- durchgeführt. Dazu wurden die Messergebnisse der GWK-Versuche im Vergleich zum eigenen Dämpfungsmodell in Abb. 4.50 dargestellt. Hier kann insbesondere für $x/B_c < 0,5$ eine leichte Überschätzung und für $x/B_c > 0,5$ eine leichte Unterschätzung der gemessenen Auftriebsdrücke durch die Ausgleichsfunktion nach Gl. (4.17) festgestellt werden. Insgesamt zeigt sich eine gute Übereinstimmung zwischen gemessenen und berechneten Drücken, die wie folgt quantifiziert werden kann:

$$\frac{\left(\frac{p_u(x)}{p_{u,0}} \right)_{\text{gem}}}{\left(\frac{p_u(x)}{p_{u,0}} \right)_{\text{cal}}} = 0,97 \pm 0,10 \quad (4.20)$$

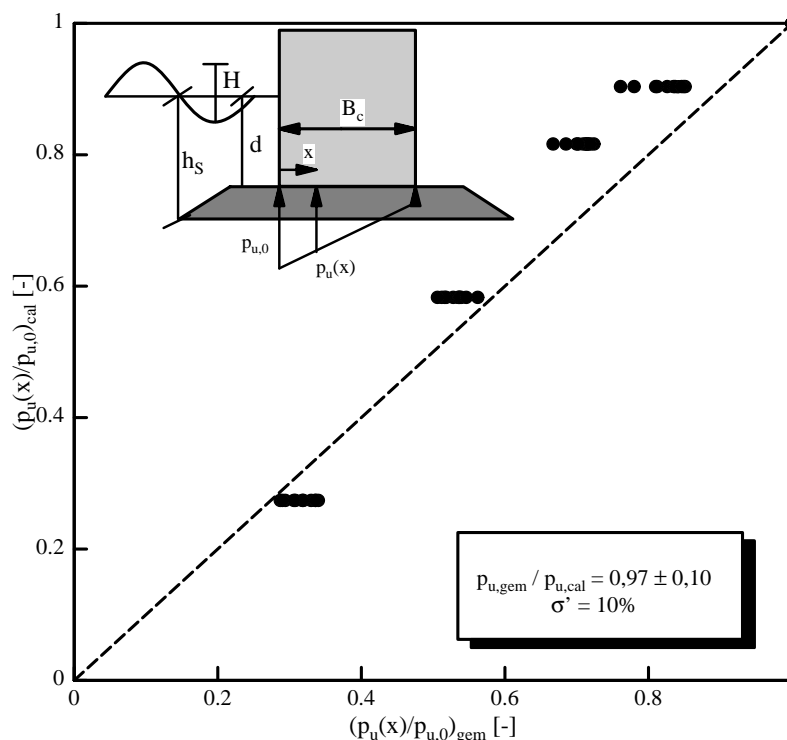


Abb. 4.50: Vergleich des Dämpfungsmodells mit großmaßstäblichen Modellversuchen für *regelmäßige Wellen*

(i) **Schlußfolgerung für nicht brechende Wellen**

Auf der Grundlage der kleinmaßstäblichen Modellversuche dieser Arbeit wurde ein eigenes Dämpfungsmodell zur Beschreibung der Druckausbreitung im Unterbau eines Caissonwellenbrechers entwickelt. Es konnte gezeigt werden, daß die Druckausbreitung im Unterbau nicht signifikant von der Wellensteilheit H/L und der relativen Wasserhöhe H/d abhängt. Eine Verifikation des Dämpfungsmodells für die verschiedenen Modellkonfigurationen hat gezeigt, daß nur für den Caisson ohne Unterbau eine Erweiterung des experimentellen Dämpfungsmodells zur Berücksichtigung der Unterbauhöhe erforderlich war. Die anderen Konfigurationen zeigten keine signifikante Abweichung von der Druckausbreitung unter der Standardgeometrie. Das exponentielle Dämpfungsmodell wurde weiterhin anhand großmaßstäblicher Modellversuche verifiziert. Unberücksichtigt beim experimentellen Dämpfungsmodell blieb der Einfluß des Materials des Unterbaus. Hier sind zusätzliche Untersuchungen erforderlich, um die Korngröße im exponentiellen Dämpfungsmodell zu berücksichtigen.

4.2.5 Theoretische Beschreibung des welleninduzierten Auftriebs für brechende Wellen und Druckschläge

(a) Theoretische Grundlagen

Der welleninduzierte Auftrieb für brechende Wellen und Druckschläge kann nicht mehr über die Strömung im porösen Medium, sondern als Wellenausbreitung beschrieben werden. Das Porenwasser wird kurzzeitig komprimiert, wodurch der welleninduzierte Auftrieb auf die Caissonunterseite entsteht. Aufgrund möglicher Lufteinschlüsse im Unterbau findet eine Dämpfung der Druckausbreitung statt (*Köhler*, 1989). Dieser Effekt konnte im Rahmen der vorliegenden Arbeit nicht untersucht werden. Voraussetzung ist eine niedrigere Kompressibilität des Wassers im Vergleich zum Korngerüst. Während der Kompressionsphase wird Wasser in den Unterbau gedrückt, wodurch es zu einer Energiedissipation aufgrund von Reibungsverlusten kommt. Die Prozesse können somit in Analogie zur Theorie der elastischen Wassersäule in Rohrleitungen formuliert werden. Dieser Effekt kann somit auf der Grundlage der folgenden Gleichung beschrieben werden (*de Groot*, 1998):

$$\frac{\partial^2 p}{\partial x^2} = \frac{1}{c_{vp}} \frac{\partial p}{\partial t} \quad (4.21)$$

$$\text{mit: } c_{vp} = \frac{k_f \cdot k_w}{n \cdot \rho_w \cdot g}$$

c_{vp} = Beiwert [m^3/s]

k_f = Durchlässigkeitsbeiwert des Bodens [m/s]

k_w = Elastizitätsmodul des Wassers [N/m^2]

n = Porosität des Bodens [-]

g = Erdbeschleunigung [m/s^2]

x = Position [m]

Unter der Annahme einer harmonischen Welle für $x = 0$ folgt folgende Lösung von Gl. (4.21):

$$p_{(x,t)} = p_{(u,0)} \exp\left(-\frac{x}{L_{Esp}}\right) \cos\left(\frac{2 \cdot \pi \cdot t}{T} - \frac{x}{L_{Esp}}\right) \quad (4.22)$$

mit:
$$L_{Esp} = \sqrt{\frac{T \cdot c_{vp}}{\pi}} = \sqrt{\frac{T \cdot k_f \cdot k_w}{\pi \cdot n \cdot \rho_w \cdot g}}$$

T = Wellenperiode [s]

Hieraus folgt, daß die Abnahme des maximalen welleninduzierten Drucks an der Caissonunterseite durch folgende Gleichung beschrieben werden kann:

$$p_{(x)} = p_{(u,0)} \cdot \exp\left(-\frac{x}{L_{Esp}}\right) \quad (4.23)$$

Nach *de Groot und Kortenhaus (2001)* kann diese Gleichung auf die Ausbreitung von Druckschlägen im Caissonuntergrund angewandt werden, wenn gilt:

$$t_d \ll \frac{B_c^2 \cdot \rho_w g}{k_f \cdot k_w} \quad (4.24)$$

mit: t_d = Dauer des Druckschlages [s]

B_c = Breite des Caissons [m]

Daher wird im Folgenden überprüft, ob diese Gleichung auf die Versuche dieser Arbeit anwendbar ist. Es gelten: $B_c = 0,66 \text{ m}$; $\rho_w = 1000 \text{ kg/m}^3$; $g = 9,81 \text{ m/s}^2$; $k_f \approx 0,02 \text{ m/s}$; $k_w \approx 10^6 \text{ N/m}^2$:

$$t_d \ll \frac{0,66^2 \cdot 1000 \cdot 9,81}{0,002 \cdot 10000000} = 0,2s$$

Die Druckschlagbelastungen im Rahmen der vorliegenden Modellversuche haben eine Dauer t_d von ca. 0,05s (s. Abb. 4.28).

Damit ist diese Bedingung hier für die Versuche mit Druckschlag erfüllt und die Theorie der elastischen Wassersäule kann als Näherung auf die vorliegenden Versuche angewandt werden, um die Druckschlagausbreitung zu beschreiben.

Gl. (4.23) soll im Folgenden anhand der Modellversuche dieser Arbeit kalibriert werden.

(b) Verifikation des theoretischen Verfahrens für brechende Wellen und Druckschläge

In Abb. 4.51 ist das Verhältnis aus $p_u(x)/p_{u,0}$ als Funktion der Größe x/L_{Esp} dargestellt. Der Wert L_{Esp} wurde unter Verwendung der Gleichung 4.23 mit folgenden Werten berechnet: $n=0,4$, $\rho_w=1,0t/m^3$, $k_w=10\text{MPa}$ und $g=9,81\text{m/s}^2$, $k_f=0,02 \text{ m/s}$. Die experimentellen Untersuchungen zeigen eine sehr gute Anpassung an die Ausgleichsfunktion. Dies drückt sich auch im Bestimmtheitsmaß aus, das zu $r^2=0,94$ bestimmt wurde. Damit konnte die theoretische Funktion auf der Grundlage der experimentellen Untersuchungen für brechende Wellen und Druckschläge verifiziert werden.

Für Modellversuche ohne Unterbauhöhe konnte das theoretische Verfahren nicht verifiziert werden, da nur nicht brechende Wellen für die Versuchskonfiguration 1 auftraten. Auch eine Verifikation der Übertragbarkeit auf Naturverhältnisse ist nicht möglich, da entsprechende Modellversuche aus dem GWK im Rahmen dieser Arbeit nicht zur Verfügung standen.

brechende Wellen

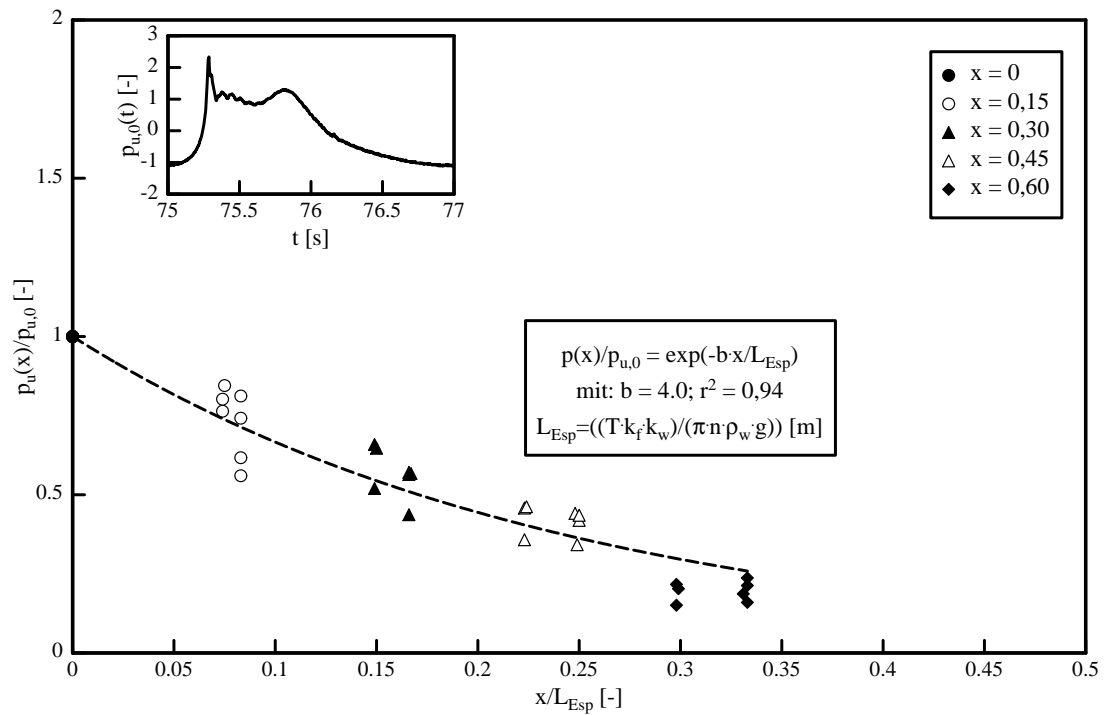


Abb. 4.51: Druckwellenausbreitung für brechende Wellen und Druckschläge für die Standardkonfiguration 6

4.2.6 Anmerkungen zu den Maßstabseffekten

Es ist nicht möglich, bei einem kleinmaßstäblichen Modell die volle dynamische Ähnlichkeit zur Natur zu erreichen und alle entsprechenden Kräfte in der Natur und im Modell ins gleiche Verhältnis zu setzen. Deshalb treten Maßstabseffekte auf. Angenäherte dynamische Ähnlichkeit kann aber erzielt werden, wenn die jeweils zwei dominierenden Kräftearten berücksichtigt werden und der Einfluß der übrigen vernachlässigbar ist (*Bolrich, 1989*).

Diese Arbeit basiert im wesentlichen auf den Daten aus kleinmaßstäblichen Modellversuchen. Um auftretende Maßstabseffekte beurteilen zu können, ist ein Vergleich mit Naturmessungen oder Daten aus großmaßstäblichen Versuchen erforderlich. Die Versuche, die im Großen Wellenkanal in Hannover 1993/1994 im Rahmen des Sonderforschungsbereiches 205 - Küsteningenieurwesen (Teilprojekt B3)- durchgeführt wurden, sollen für die kleinmaßstäblichen Modellversuche als *großmaßstäblicher Referenzfall* dienen, um Maßstabseffekte erfassen zu können. Aus diesem Grunde wurde das für die Versuche im Rahmen dieser Arbeit verwendete Modell nach dem großmaßstäblichen Modellcaisson im Maßstab 1:5 nach dem Froudeschen Ähnlichkeitsgesetz bemessen (*Bolrich, 1989*).

Das Unterbaumaterial wurde nicht wie das übrige Modell nach *Froude* im Maßstab 1:5 modelliert, damit der Einfluß der viskosen Reibung die Ergebnisse für den Auftrieb nicht verfälscht. Obwohl eine vollständige Erhaltung der *Reynolds*-Zahl im Modell nicht möglich ist, können die daraus resultierenden Maßstabseffekte durch Gewährleistung einer turbulenten Strömung im Unterbau reduziert werden. Daher wurde das zu verwendende Material nach den Empfehlungen von *Oumeraci* (1984) zur Reduktion der Maßstabseffekte bestimmt, wobei das Nomogramm zur Ermittlung der Distorsion des Korndurchmessers verwendet wurde. Der Distorsionskoeffizient nach *Oumeraci* (1984) wurde zu rd. 2 bestimmt. Auf diese Weise liegen die kornbezogenen *Reynolds*-Zahlen für die klein- und die großmaßstäblichen Modellversuche zwischen $6000 < Re < 11000$. Die kornbezogene *Reynolds*-Zahl wurde wie folgt bestimmt:

$$Re = \frac{u \cdot d}{\nu}$$

mit: ν = kinematische Viskosität [m²/s]

d = maßgebender Korndurchmesser des Schüttsteinmaterials

u = horizontale Orbitalgeschwindigkeit nach linearer Wellentheorie an der Sohle vor dem Caisson

Für die Beurteilung auftretender Maßstabseffekte werden die Modellergebnisse zur dimensionslosen Horizontalkraft F_h^* und zum welleninduzierten Auftrieb F_u^* in Abb. 4.53 bzw 4.54 miteinander verglichen. Es wurde eine Unterscheidung in brechende und nicht brechende Wellen entsprechend Abschnitt 4.1.2 vorgenommen. Ein Vergleich der Ergebnisse aus den

großmaßstäblichen Versuchen und den Versuchen dieser Arbeit für die Horizontalkraft (Abb. 4.52) und den welleninduzierten Auftrieb (Abb. 4.53) zeigt hierbei eine relativ gute Übereinstimmung für nicht brechende Wellen. Es ist somit kein signifikanter Unterschied zwischen den klein- und großmaßstäblichen Modellversuchen zu erkennen. Die Ergebnisse dieser Arbeit werden somit nicht signifikant von Maßstabseffekten beeinflusst.

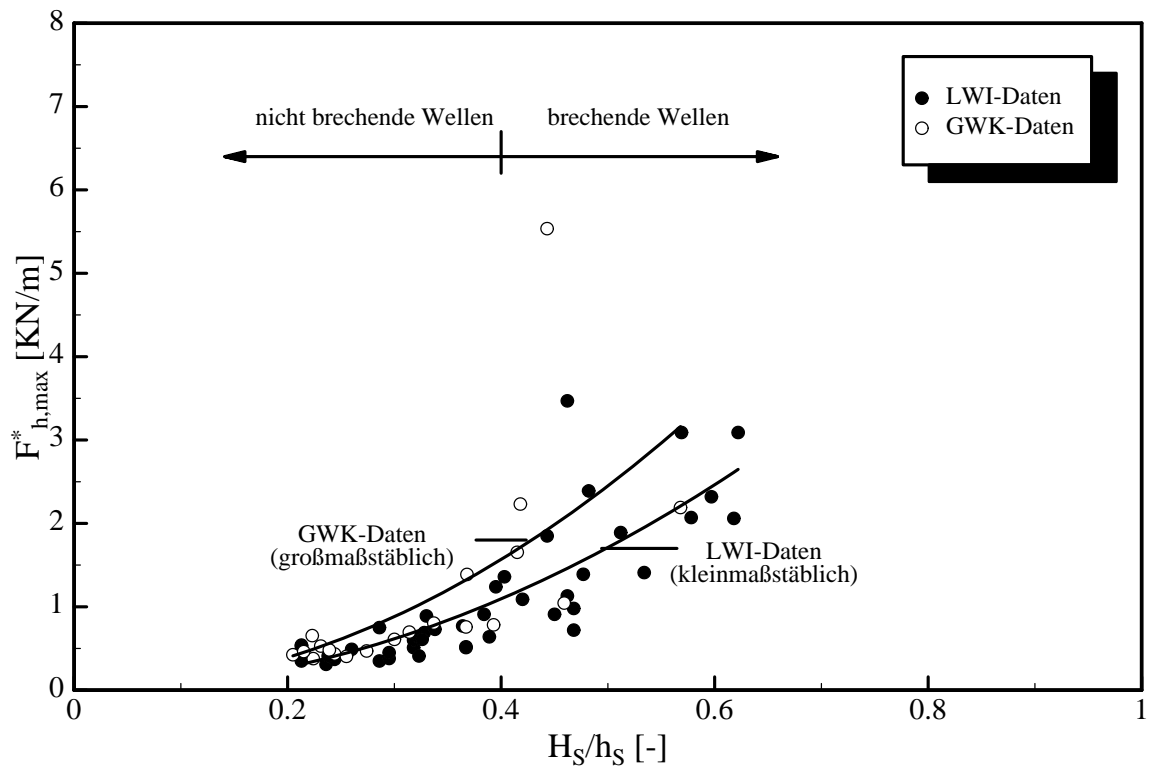


Abb. 4.52: Vergleich der Horizontalkräfte aus groß- und kleinmaßstäblichen Versuchen

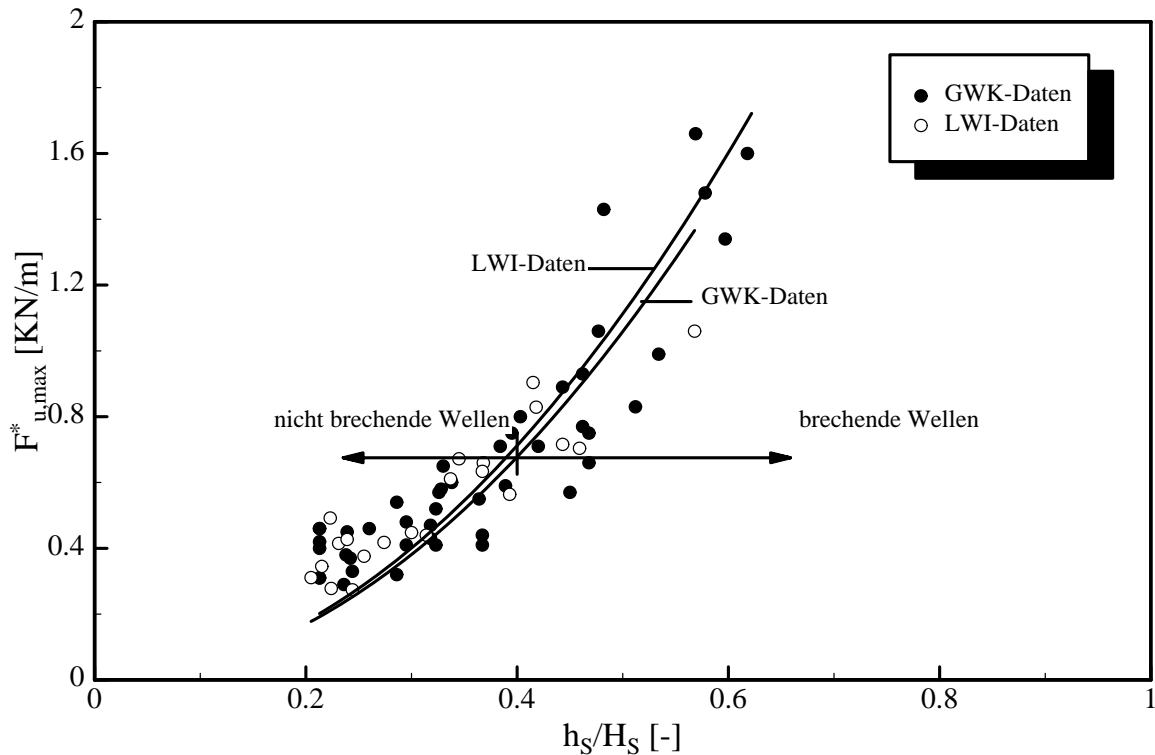


Abb. 4.53: Vergleich der Auftriebskräfte aus groß- und kleinmaßstäblichen Versuchen

4.2.7 Zusammenfassung und Bewertung der Ergebnisse

Der welleninduzierte Auftrieb stellt neben dem wellenüberlaufinduzierten Auftrieb in Abschnitt 4.3 den zentralen Aspekt dieser Arbeit dar. Ziel war es, ein Verfahren zur Ermittlung des welleninduzierten Auftriebs unter Berücksichtigung der verschiedenen Brechertypen sowie Bauwerksgeometrien zu ermitteln. Dazu wurde zuerst der Einfluß der Brechertypen auf den welleninduzierten Auftrieb detailliert untersucht. Es wurde gezeigt, daß das Verfahren nach *Goda* den welleninduzierten Auftrieb für nicht brechende und gebrochene Wellen gut beschreibt, brechende Wellen und insbesondere Druckschlagbedingungen jedoch nicht ausreichend erfaßt werden. Daher wurde für die weiteren Untersuchungen zum welleninduzierten Auftrieb eine Fallunterscheidung nach dem Brechertyp durchgeführt, da Druckschläge bis zum 6-fachen der rechnerischen welleninduzierten Auftriebskraft erreichen können.

Die Unterbauhöhe und die Bermenbreite haben einen Einfluß auf die welleninduzierte Auftriebskraft. Eine größere Unterbauhöhe wirkt sich verstärkend auf den welleninduzierten Auftrieb aus, da die Sohle des Caissons näher dem Ruhewasserspiegel und somit auch dem Bereich der höheren Wellendrücke liegt. Weiterhin nimmt die welleninduzierte Auftriebskraft mit zunehmender Bermenbreite ab. Der Einfluß ist allerdings relativ gering und insbesondere

der Einfluß auf das Brechverhalten ist maßgebend. Die Neigung der Caissonfront (vollständig und teiltgeneigt) hat im Bereich der untersuchten Versuchsbedingungen keinen signifikanten Einfluß auf den welleninduzierten Auftrieb und kann somit vernachlässigt werden.

Anschließend wurde eine Prozeßbeschreibung für die Ausbreitung des welleninduzierten Auftriebs im Caissonuntergrund durchgeführt. In diesem Zusammenhang konnte gezeigt werden, daß ein signifikanter Unterschied zwischen nicht-brechenden und gebrochenen Wellen einerseits und brechenden Wellen bzw. Druckschlägen andererseits besteht. Während die Ausbreitung der Drücke im Unterbau für nicht-brechende Wellen und gebrochene Wellen langsam stattfindet, was auf die Strömungsprozesse in einem porösen Medium hinweist, findet die Ausbreitung der Drücke für brechende Wellen und Druckschläge faßt zeitgleich statt, d.h. hier handelt es sich um einen Druckwellenausbreitung. Hieraus konnte gefolgert werden, daß eine entsprechende Fallunterscheidung auch für die Druckausbreitung im Caissonuntergrund erforderlich ist.

Die Druckausbreitung des welleninduzierten Auftriebs im Untergrund konnte auf der Grundlage eines einfachen erweiterten exponentiellen Dämpfungsmodells beschrieben werden. Im Gegensatz zur Druckausbreitung in einem geschütteten Wellenbrecher, die auch noch von der Wellenhöhe im Wellenbrecherkern abhängt, ist die Druckhöhe im Caissonuntergrund nur noch eine Funktion des welleninduzierten Drucks am Beginn der Caissonsohle, von der Entfernung zum Beginn der Caissonsohle sowie von der Unterbauhöhe. Eine Abhängigkeit vom Material des Caissonuntergrunds (Schüttsteindurchmesser) wurde nicht untersucht. Eine Verifikation des eigenen Dämpfungsmodells auf der Grundlage großmaßstäblicher Modellversuche zeigt dessen Übertragbarkeit auch auf den Naturmaßstab. Daraus konnte gefolgert werden, daß die vorliegenden Versuchsergebnisse nicht signifikant von Maßstabeffekten beeinflusst sind. Die Steingrößen im Modell wurden allerdings relativ zum GWK-Modell „verzerrt“, um Maßstabeffekte aufgrund der porösen Strömung zu vermeiden.

Abschließend wurde ein semi-theoretisches Modell zur Beschreibung der Druckwellenausbreitung in porösen Medien unter Berücksichtigung der Kompressibilität des Wassers auf die Druckwellenausbreitung für brechende Wellen und Druckschläge angewandt. Das Verfahren zeigt sehr gute Ergebnisse und konnte auf der Grundlage der experimentellen Untersuchungen verifiziert werden. Eine Validierung der Ergebnisse für Druckschläge aufgrund von großmaßstäblichen Modellversuchen war im Rahmen dieser Arbeit nicht möglich.

4.3 Wellenüberlaufinduzierter Auftrieb

4.3.1 Einführung

Im folgenden Abschnitt soll der wellenüberlaufinduzierte Auftrieb untersucht werden. Dazu werden in Abschnitt 4.3.2 die Prozesse beschrieben, die den wellenüberlaufinduzierten Auftrieb verursachen. Hierbei geht es darum, deutlich zu machen, wie der wellenüberlaufinduzierte Auftrieb (ausgehend von der Caissonrückseite) den welleninduzierten Auftrieb (ausgehend von der Caissonvorderseite) beeinflusst. In Abschnitt 4.3.3 wird ein einfacher Ansatz zur Bestimmung des wellenüberlaufinduzierten Auftriebs ermittelt. Eine Bewertung der Ergebnisse zum wellenüberlaufinduzierten Auftrieb findet in Abschnitt 4.3.4 statt.

4.3.2 Phänomenologische Beschreibung des wellenüberlaufinduzierten Auftriebs

Die Entstehung des wellenüberlaufinduzierten Auftriebs ist beispielhaft für einen Caisson mit vollständig geneigter Front in Abb. 4.54 dargestellt, wobei das gleiche Zeitintervall ($\Delta t = 75 \div 78 \text{ s}$) für alle Messzeitreihen verwendet wurde. Der Versuch wurde aufgrund der sehr hohen Wellenüberlaufbelastung ausgewählt, um die einzelnen Prozesse besser aufzeigen zu können. Hierbei sind drei Phasen zu unterscheiden:

1. Phase: *Wellenüberlaufphase*: Die ankommende Welle läuft als Wellenüberlauf über die Caissonkrone. Aufgrund der sehr glatten Caissonoberfläche ist die Reibung vernachlässigbar und die Überlaufgeschwindigkeiten nehmen nur geringfügig ab. Am Ende der Caissonkrone löst sich das Wasser vom Caisson und fällt im freien Fall nach unten. Die Druckbelastung der Caissonkrone ist in Abb. 4.54 dargestellt. Für jede Druckmeßdose ist in Abb. 4.54 (Bilder 1 bis 4) eine kleine Darstellung der Druckentwicklung an der entsprechenden Messposition angegeben, d.h. z.B. das kleine Bild links oben mit der Nummer 1 gehört zu der Messposition, die in dem Bild in der Mitte mit 1 gekennzeichnet ist. Zu beachten ist bei der Interpretation der Ergebnisse in Abb. 4.54 auch die Skalierung, die bei einigen Bildern aus Gründen der besseren Anschauung verändert wurde.

2. Phase: *Druckausbreitungsphase*: Der Wellenüberlauf trifft auf die leeseitige Wasserfläche und verursacht dort einerseits Wellenunruhe (transmittierte Wellen) und andererseits einen Wellenüberlaufimpuls in den Wasserkörper. Wellenüberlaufimpuls und transmittierte Wellen sind deutlich als gedämpfte Schwingung im Signal der Druckmessdosen auf der Caissonrückseite zu erkennen (Abb. 4.54, Bilder 5 bis 9). Die transmittierten Wellen in Abb. 4.54, Bild 5, sind verantwortlich für die Wellenunruhe auf der Leeseite des Wellenbrechers und für den wellenüberlaufinduzierten Druck am landseitigen Ende der Caissonsohle. Der Wellenüberlaufimpuls ist als Druckspitze im Signal der Druckmessdosen auf der Caissonrückseite zu erkennen. Die hohe Druckspannung entsteht beim Auftreffen des Wellenüberlaufschwells auf die leeseitige Wasseroberfläche und liegt für dieses Beispiel in der Größenordnung von $0,1 \text{ kN/m}^2$.

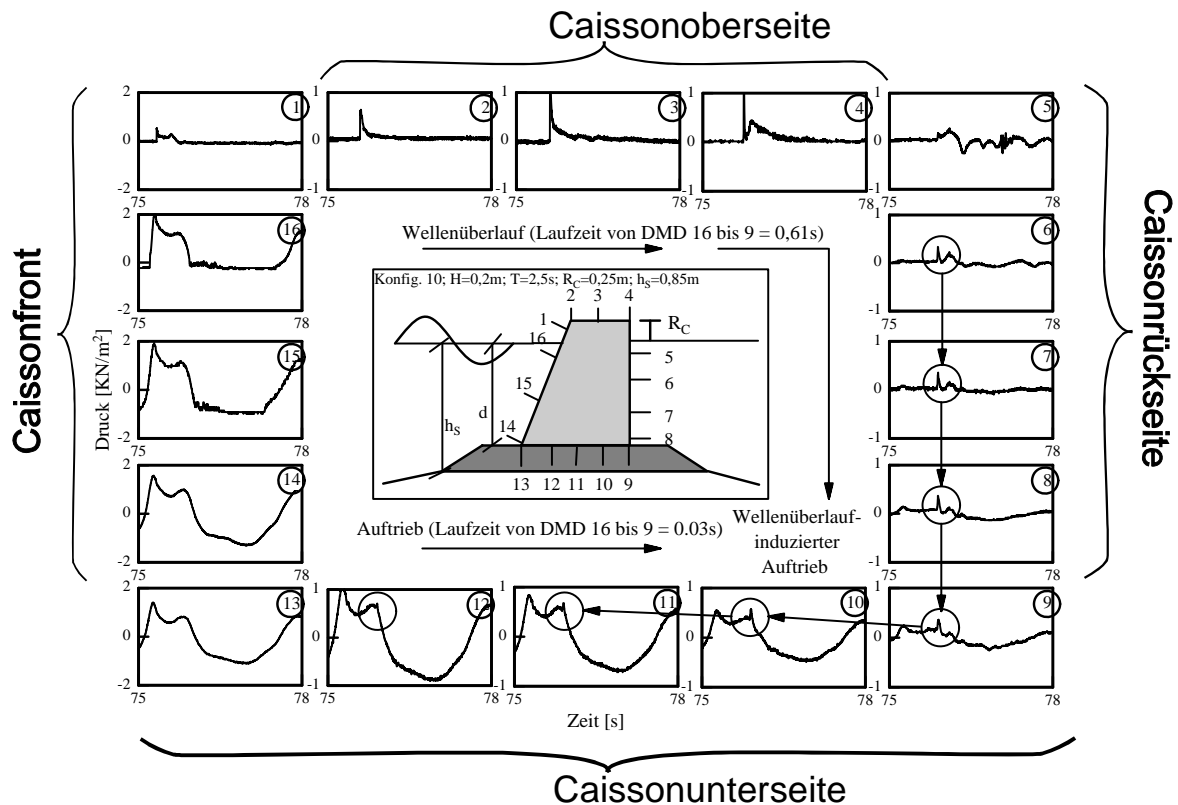


Abb. 4.54: Entstehung des wellenüberlaufinduzierten Auftriebs (Versuch: 05109906)

3. Phase: Auftriebsphase: Der Wellenüberlaufimpuls breitet sich an der Caissonunterseite in seewärtige Richtung aus (Abb. 4.54, Bilder 9 bis 12). Deutlich ist eine starke seewärtige Abnahme des wellenüberlaufinduzierten Druckes zu erkennen. Es kann festgestellt werden, daß sich der wellenüberlaufinduzierte Druck fast bis zur Caissonfront ausbreitet und somit auch hier den welleninduzierten Auftrieb überlagert. Allerdings hat der wellenüberlaufinduzierte Auftrieb nur an der Rückseite eine Größenordnung, die u.U. bei einer Bemessung zu berücksichtigen ist. An der Caissonunterseite ist der wellenüberlaufinduzierte Auftrieb gegenüber dem welleninduzierten Auftrieb sehr klein, obwohl es sich um einen Versuch mit einer sehr hohen Wellenüberlauftrate (mittlere Wellenüberlauftrate im Versuch $q=4,9 \text{ l/(sm)}$) handelt.

Aus Gründen der Vergleichbarkeit wurden in Abb. 4.54 auch die Druckbelastung auf die Caissonfront, die Druckbelastung auf die Caissonoberseite sowie der welleninduzierte Auftrieb dargestellt. Die Belastung auf die Caissonfront wurde in einer kleineren Skalierung dargestellt, da die Belastung deutlich höhere Werte als an der Unterseite, der Bauwerksoberseite und der Rückseite aufweist. Dies bedeutet aber auch, daß der wellenüberlaufinduzierte Auftrieb nur mit einem geringen Betrag zur Gesamtbelastung beiträgt. Um diesen Beitrag zum Auftrieb genauer untersuchen zu können, wurden in Abb. 4.55 die einzelnen Druckanteile als Druckspannungsfigur für ein Wellenereignis dargestellt.

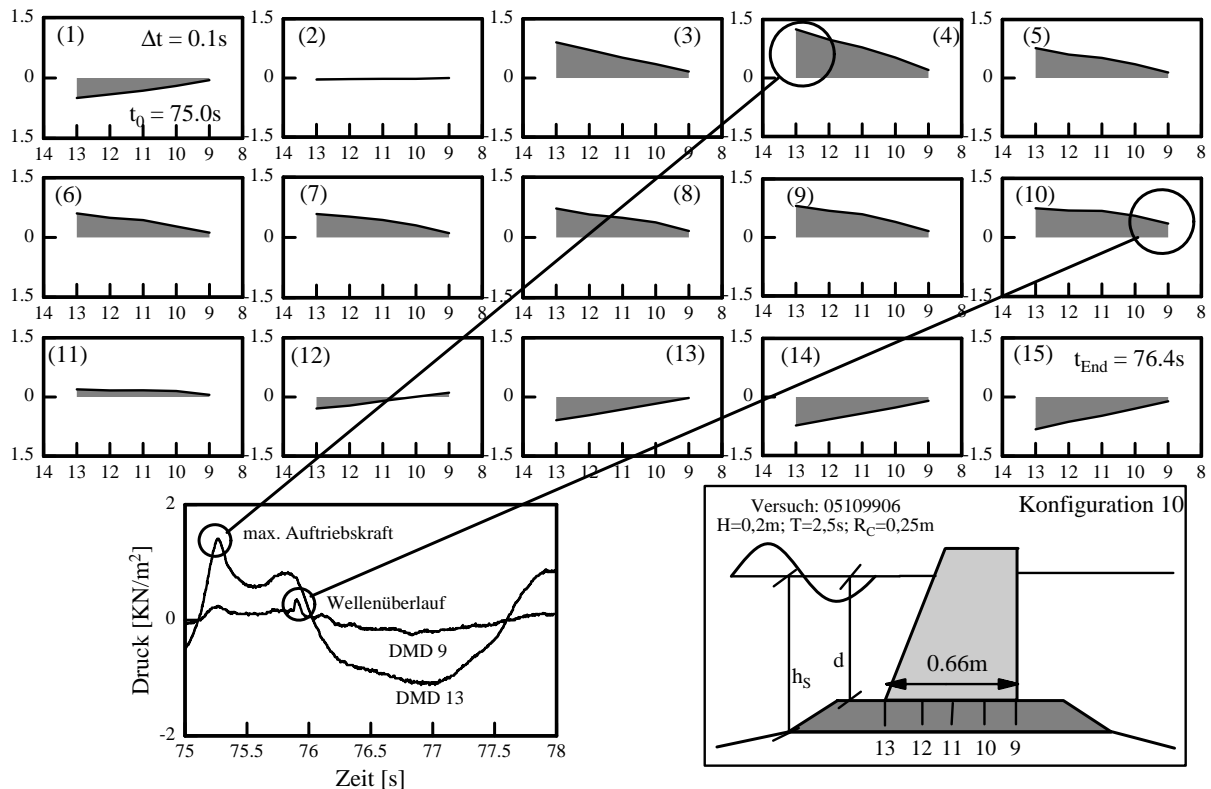


Abb. 4.55: Druckverlauf auf der Caissonunterseite in Zeitschritten von $\Delta t=0,1s$ während eines Wellenereignisses (Versuch: 05109906)

In Abb. 4.55 ist die zeitliche Entwicklung des Auftriebs (wellen- und wellenüberlaufinduzierte Auftriebsdrücke an den Messpositionen 13 bis 9) in Zeitschritten von $\Delta t = 0,10s$ während eines Wellenereignisses dargestellt. Der wellenüberlaufinduzierte Auftrieb beginnt infolge des weiten Weges für die Wellenüberlaufzunge erst nach dem zweiten Maximum des welleninduzierten Auftriebs. Zu diesem Zeitpunkt entspricht die Druckfigur nicht mehr einer Dreiecksverteilung wie zum Zeitpunkt der Maximalbelastung des welleninduzierten Auftriebs, sondern eher einer Rechteckverteilung. Die Druckbelastung zum Zeitpunkt des maximalen welleninduzierten Auftriebs ist in Abb. 4.55 zum Vergleich ebenfalls dargestellt.

Da in diesem Abschnitt vor allem der wellenüberlaufinduzierte Auftrieb untersucht werden soll, wurde die resultierende Druckbelastung (s. Abb. 4.54 und 4.55) in einen welleninduzierten und einen wellenüberlaufinduzierten Anteil aufgespalten. Der wellenüberlaufinduzierte Anteil ist für die Caissonrückseite in Abb. 4.56 und für die Caissonunterseite in Abb. 4.57 dargestellt. Die Trennung in welleninduzierten und wellenüberlaufinduzierten Auftrieb wurde visuell durchgeführt.

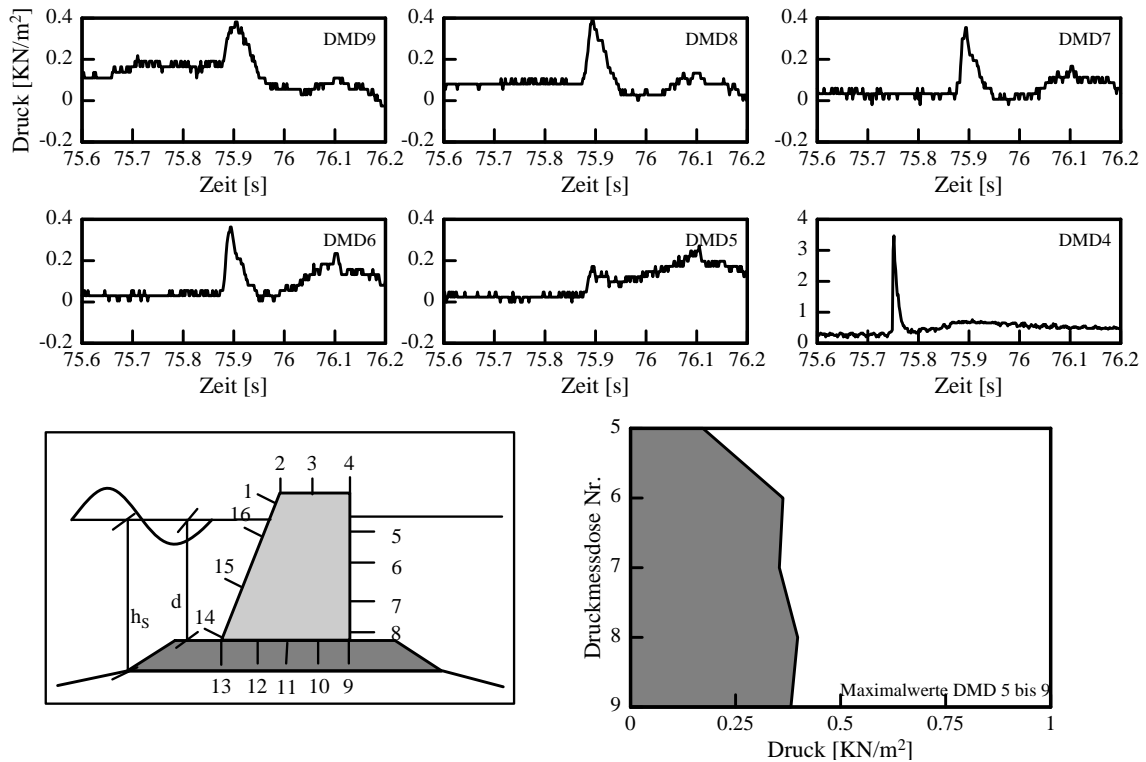


Abb. 4.56: Wellenüberlaufinduzierte Druckbelastung der Caissonrückseite (Versuch: 05109906 ; $H = 0,20\text{m}$; $T = 2,5\text{ s}$; $R_c = 0,25\text{ m}$)

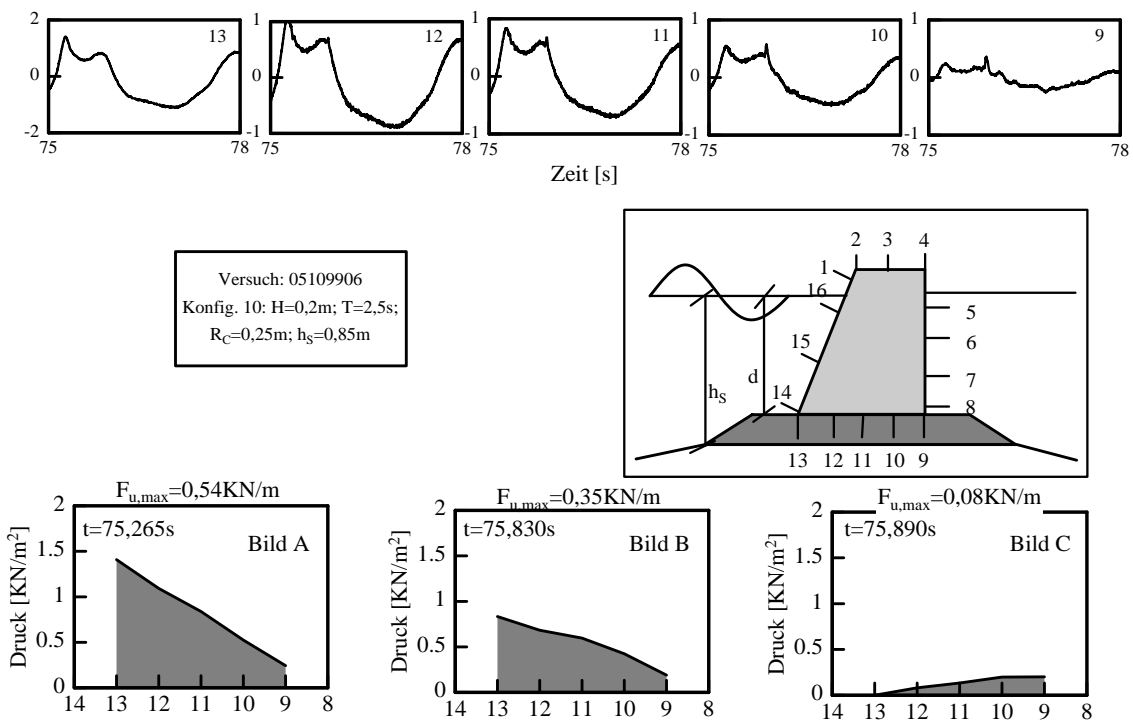


Abb. 4.57: Darstellung der maximalen welleninduzierten Auftriebsbelastung (Bild A und B) und der maximalen wellenüberlaufinduzierten Auftriebsbelastung (Bild C)

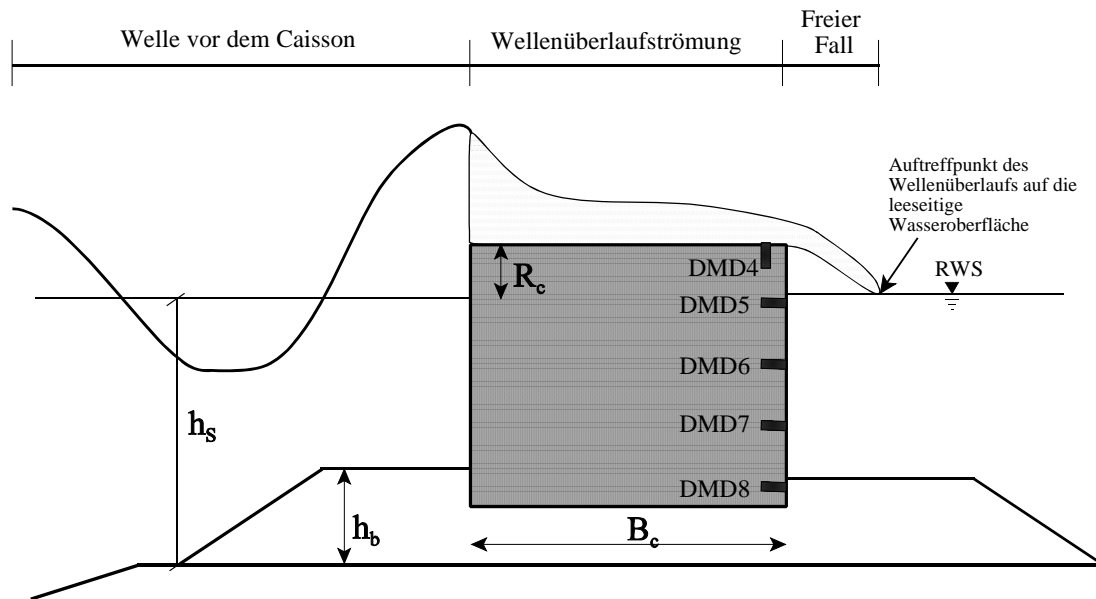


Abb. 4.58: Schematische Darstellung des Wellenüberlaufvorgangs

In Abb. 4.56 ist die Druckbelastung auf die Caissonrückseite dargestellt. Der Wellenüberlaufschwoll löst sich hinter Meßposition 4 von der Caissonoberseite und fällt im freien Fall auf die leeseitige Wasseroberfläche. Dadurch wird die Meßposition 5 wenig belastet. Der Wellenüberlaufimpuls ist erst an den Meßpositionen 6 bis 8 in nahezu gleicher Größenordnung erkennbar. Unterhalb von Meßposition 8 dringt der Wellenüberlaufimpuls als poröse Strömung in den Untergrund ein. Hier entsteht der wellenüberlaufinduzierte Auftrieb, der im weiteren untersucht werden soll.

In Abb. 4.57 sind die resultierenden Druckverteilungen der maximalen welleninduzierten Auftriebsbelastung (Bild A), des zweiten Peaks der welleninduzierten Auftriebsbelastung (Bild B) und der maximalen wellenüberlaufinduzierten Auftriebsbelastung (Bild C) auf die Caissonunterseite dargestellt. Die wellenüberlaufinduzierte Auftriebsbelastung wurde dabei als Differenz des gemessenen Drucks und der Druckbelastung ohne den kleinen Peak ermittelt (visuelle Trennung des gemessenen Signals in welleninduzierten und wellenüberlaufinduzierten Auftrieb).

Aus Abb. 4.57 wird deutlich, daß der maximale wellenüberlaufinduzierte Auftrieb ebenfalls einer Dreiecksverteilung entspricht. Allerdings nimmt der wellenüberlaufinduzierte Auftrieb zur Caissonvorderseite ab. Dies deutet darauf hin, daß die physikalischen Prozesse bei der Druckausbreitung im Untergrund denen des welleninduzierten Auftriebs entsprechen und daß das für den welleninduzierten Auftrieb entwickelte Modell auf den wellenüberlaufinduzierten

Auftrieb für nicht brechende Wellen übertragen werden kann. Es handelt sich um eine Strömung in porösem Medium mit Druckabnahme.

Es kann außerdem festgestellt werden (Abb. 4.54), daß die Druckausbreitung des welleninduzierten Auftriebs deutlich schneller als die Ausbreitung des Wellenüberlaufs ist. Während der welleninduzierte Auftrieb an der Druckmeßdose DMD 13 bereits nach 0,03s die leeseitige Druckmeßdose (DMD 9) erreicht hat, benötigt der Wellenüberlauf 0,61s, um an der leeseitigen Druckmeßdose (DMD 9) ein Signal zu erzeugen. Hieraus folgen Geschwindigkeiten von rd. 20m/s für die Ausbreitung des welleninduzierten Auftriebs und von rd. 1m/s für die Wellenüberlaufströmung. Die Erklärung hierfür ergibt sich aus den Untersuchungen zum welleninduzierten Auftrieb in Kapitel 4.2. Die Ausbreitung des welleninduzierten Auftriebs findet hier als Druckwelle und nicht als Strömung im Boden statt. Daraus resultieren die im Vergleich zur Überlaufströmung hohen Ausbreitungsgeschwindigkeiten. Aufgrund der unterschiedlichen Zeitspannen der beteiligten physikalischen Prozesse kann geschlossen werden, daß der wellenüberlaufinduzierte Auftrieb nur unwesentlich zur maximalen Auftriebskraft beiträgt. Die unterschiedlichen Geschwindigkeiten können durch die maßgebenden physikalischen Prozesse erklärt werden:

- die Wellenüberlaufgeschwindigkeit hängt von der Fortschrittsgeschwindigkeit der ankommenden Welle beim Auftreffen auf das Bauwerk ab.
- die Druckausbreitung im Boden hängt bei brechenden Wellen von der Fortschrittsgeschwindigkeit einer Druckwelle ab.

4.3.3 Ermittlung der wellenüberlaufinduzierten Auftriebskraft

Um die wellenüberlaufinduzierte Auftriebskraft zu ermitteln, kommen zwei unterschiedliche Modelle in Frage, die im folgenden beschrieben werden:

- Ermittlung der wellenüberlaufinduzierten Auftriebskraft in Abhängigkeit der transmittierten Wellenhöhe
- Ermittlung der wellenüberlaufinduzierten Auftriebskraft in Abhängigkeit der Wellenüberlaufströmung

Um den wellenüberlaufinduzierten Auftrieb vom welleninduzierten Auftrieb zu trennen, wurden die Versuchsergebnisse der Konfiguration 1 (d.h. des Caissons ohne Unterbau) herangezogen, da die Analysen in Abschnitt 4.2.2 gezeigt haben, daß der welleninduzierte Auftrieb bei allen Modellversuchen der Konfiguration 1 nicht bis zum hinteren Caissonende fortschreitet (s. z.B. Abb. 4.31). Die Druckmessungen an der hinteren Caissonwand - insbesondere in Sohlhöhe - sind somit für die Konfiguration 1 von einer Wellentransmission unter der Caissonsohle unbeeinflusst und nur noch eine Funktion des Wellenüberlaufs.

(a) Ermittlung der wellenüberlaufinduzierten Auftriebskraft in Abhängigkeit der transmittierten Wellenhöhe

Der Wellenüberlauf erzeugt auf der Caissonbinnenseite eine transmittierte Wellenhöhe H_t . Der Transmissionskoeffizient k_t ergibt sich aus der transmittierten Wellenhöhe H_t und der ankommenden Wellenhöhe H_i :

$$k_t = \frac{H_t}{H_i} \quad (\text{Gl. 4.25})$$

und ist im wesentlichen eine Funktion der Freibordhöhe R_c und der Wellenhöhe vor dem Bauwerk H_i . Abb. 4.59 zeigt die Transmissionskoeffizienten für Konfiguration 1 in Abhängigkeit der relativen Freibordhöhe R_c/H für *regelmäßige Wellen* und Abb. 4.60 für *Wellenspektren*.

Auf der Grundlage der experimentellen Daten wurden einfache empirische Ausgleichsfunktionen getrennt für *regelmäßige Wellen* und *Wellenspektren* ermittelt:

a) *regelmäßige Wellen*: $k_t = 0,65 - 0,40 \cdot (R_c / H)$

b) *Wellenspektren*: $k_t = 0,65 - 0,40 \cdot (R_c / H_m)$

Beide Funktionen beschreiben sehr gut die gemessenen Daten und können zur Berechnung der Eingangssparameter für die Druckausbreitung verwendet werden. Die Gleichungen stellen Ausgleichskurven durch die gemessenen Punkte dar, eine Berücksichtigung der physikalischen Randbedingungen z.B. für $R_c/H=0$ konnte im Rahmen der vorliegenden Modellversuche nicht durchgeführt werden. Es handelt sich hierbei auch um für die Praxis wenig relevante Bereiche. Die physikalischen Prozesse der Wellenüberlaufströmung werden in diesen Gleichungen nicht genauer berücksichtigt, da die Beschreibung der Wellenüberlaufprozesse selber nicht maßgebliches Ziel der vorliegenden Arbeit ist.

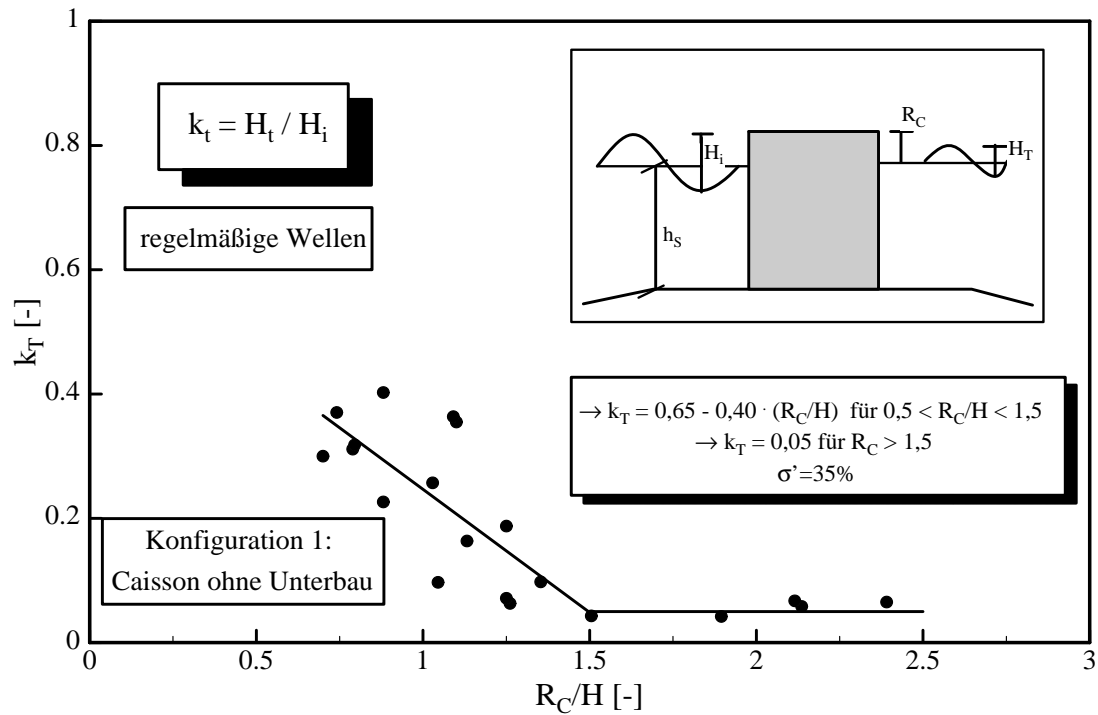


Abb. 4.59: Wellentransmission für Konfiguration 1 und *regelmäßige Wellen*

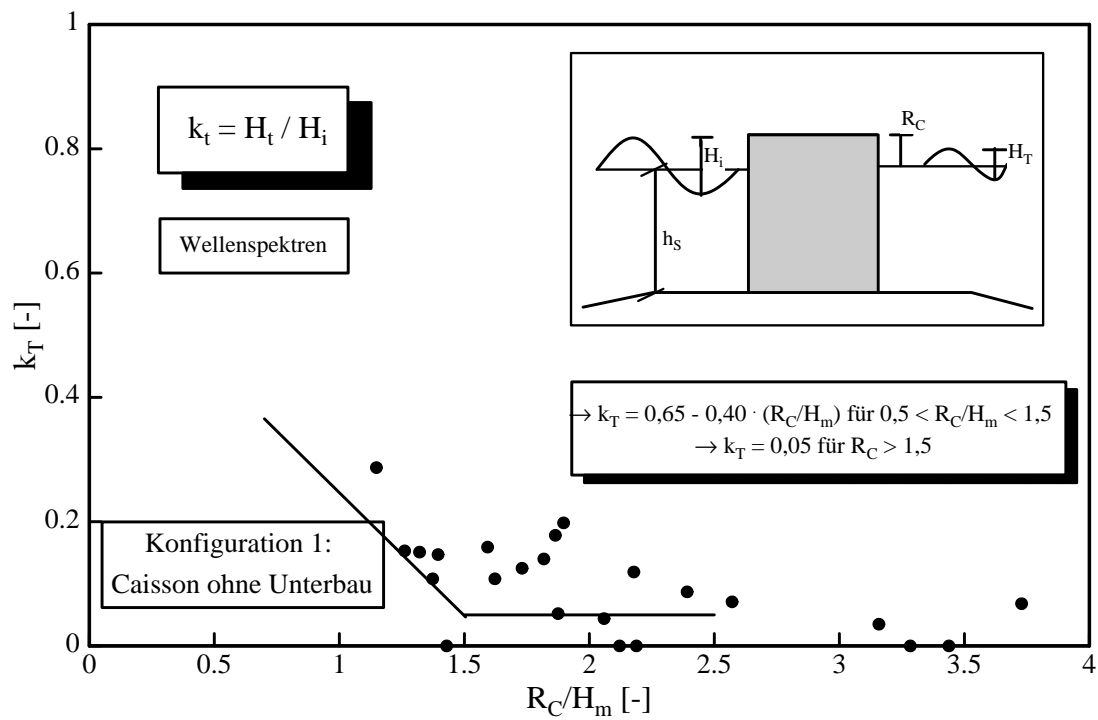


Abb. 4.60: Wellentransmission für Konfiguration 1 und *Wellenspektren*

Durch die transmittierte Welle wird im Wasserkörper hinter dem Caisson ein dynamischer Druck erzeugt. *Walkden et al.* (2001) finden als Lösung der Laplace-Gleichung folgende Gleichung:

$$p_{(0,y)} = \frac{2I}{\pi a} \int_0^{\infty} \frac{\cosh k(z+h_s)}{k \cosh kh_s} (\sin k(d+a) - \sin kd) dk$$

mit: d = Abstand der Aufprallfläche des Überlaufstrahls von der Caissonrückseite

a = Breite des Überlaufstrahls beim Auftreffen auf die rückwärtige Wasserfläche

k = Wellenzahl $= (2\pi/L)$

z = vertikaler Abstand von der Wasseroberfläche (positiv nach oben)

I = Impuls $(= \rho_w a b v)$

v = Auftreffgeschwindigkeit des Überlaufstrahls auf die Wasseroberfläche

Der Term

$$\frac{\cosh k(z+d)}{\cosh kh}$$

beschreibt hier die dynamische Druckabnahme über die Wassertiefe. Dieser Term entspricht dem Einfluß der Welle auf den hydrostatischen Druck nach der linearen Wellentheorie, so daß hier vereinfacht von folgender Gleichung zur Beschreibung des Drucks auf die Caissonrückseite infolge Wellenüberlauf ausgegangen werden kann.

$$p_t = 0,5 \cdot \rho_w \cdot g \cdot H_t \frac{\cosh\left(\frac{2\pi(h_s - z)}{L_t}\right)}{\cosh\left(\frac{2\pi h_s}{L_t}\right)} \quad (\text{Gl. 4.26})$$

Die Wellenlänge L_t der transmittierten Welle wurde für die Wassertiefe h_s hinter dem Caisson mit der Wellenperiode T der ankommenden Welle entsprechend Linearer Wellentheorie berechnet:

$$L_t = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi h_s}{L_t}\right)$$

An der Sohle des Caissons ($z=h_s$) wird Gl. (4.26) zu:

$$p_t = 0,5 \cdot \rho_w \cdot g \cdot H_t \frac{1}{\cosh\left(\frac{2\pi h_s}{L_t}\right)} \quad (\text{Gl. 4.27})$$

Die Gleichungen (4.26) und (4.27) wurden unter Verwendung eines Korrekturfaktors k_w auf der Grundlage der experimentellen Daten ermittelt:

$$p_t = 0,5 \cdot k_w \cdot \rho_w \cdot g \cdot H_t \frac{1}{\cosh\left(\frac{2\pi h_s}{L_t}\right)} \quad (\text{Gl. 4.28})$$

Der Faktor k_w wurde experimentell zu $k_w = 2,11$ ($\sigma' = 74\%$) für *regelmäßige Wellen* und $k_w = 2,86$ ($\sigma' = 27\%$) für *Wellenspektren* ermittelt (Abb. 4.61 und Abb. 4.62).

Auf diese Weise konnte ein einfaches Verfahren zur Ermittlung des wellenüberlaufinduzierten Drucks p_t entwickelt werden. Das Verfahren benötigt als Eingangsparameter die Höhe der einlaufenden Wellen H_i , die Freibordhöhe R_C , die Wassertiefe d sowie die Wellenlänge am Bauwerksfuß L_t . Die Wellenüberlaufhöhe wird indirekt über die Höhe der transmittierten Welle berücksichtigt. Die Gleichung 4.28 beschreibt vereinfacht die Druckverhältnisse am Ende der Caissonsohle unter der Annahme Linearer Wellentheorie für eine transmittierte Welle infolge Wellenüberlauf.

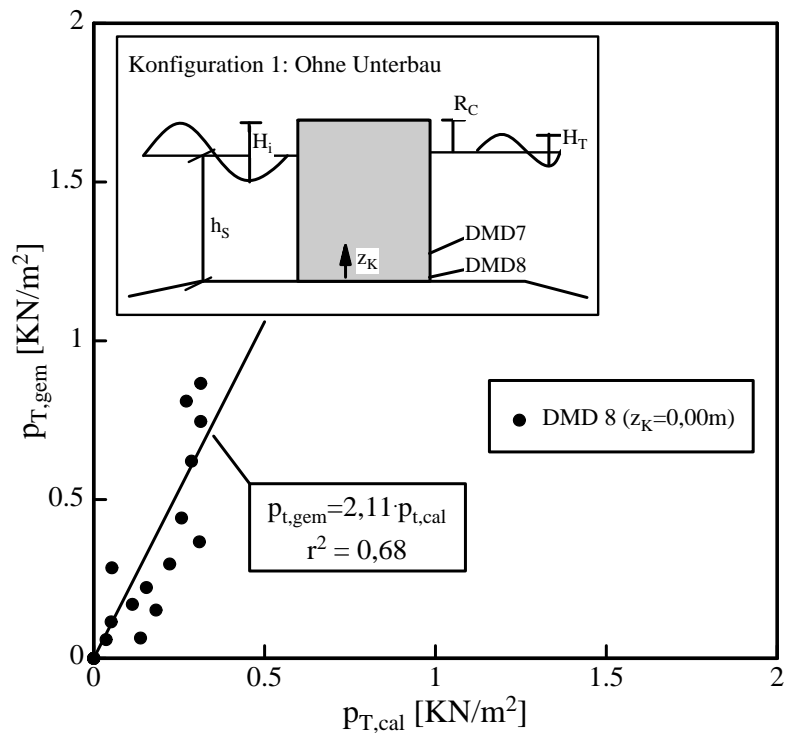


Abb. 4.61: Ermittlung des wellenüberlaufinduzierten Auftriebs für Konfiguration 1 (regelmäßige Wellen)

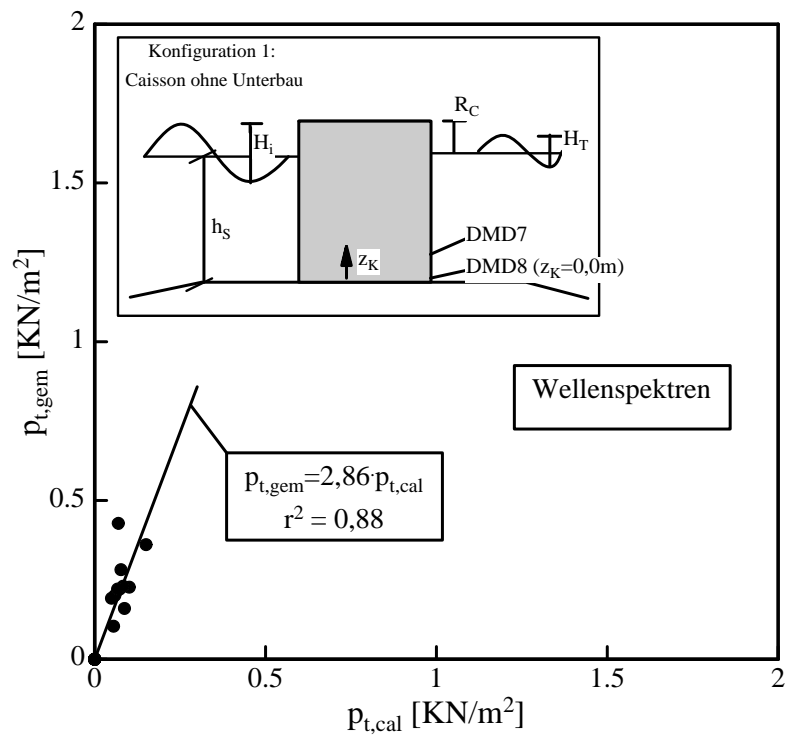


Abb. 4.62: Ermittlung des wellenüberlaufinduzierten Auftriebs für Konfiguration 1 (ohne Unterbau) (Wellenspektren)

(b) Ermittlung der wellenüberlaufinduzierten Auftriebskraft in Abhängigkeit der Wellenüberlaufströmung

Zur Ermittlung der wellenüberlaufinduzierten Auftriebskraft in Abhängigkeit der Wellenüberlaufströmung ist zuerst die Geschwindigkeit der Wellenüberlaufströmung als Funktion der relativen Freibordhöhe R_C/H bzw. R_C/H_m experimentell zu bestimmen (Abb. 4.63 und 4.64). Die Geschwindigkeit der Wellenüberlaufströmung wurde durch Propellermessung am Ende des Caisson ermittelt (Messposition MP3 in Abb. 3.5).

(a) für regelmäßige Wellen:

$$\frac{v}{\sqrt{g \cdot H}} = \left(1,10 - 0,74 \frac{R_C}{H} \right) \quad \text{mit: } \sigma' = 34\% \quad (\text{Gl. 4.29a})$$

(b) für Wellenspektren:

$$\frac{v_{\max}}{\sqrt{g \cdot H_m}} = \left(1,05 - 0,28 \frac{R_C}{H_m} \right) \quad \text{mit: } \sigma' = 18\% \quad (\text{Gl. 4.29b})$$

mit: v_{\max} = maximale Strömungsgeschwindigkeit während des Analysezeitraums [m/s]

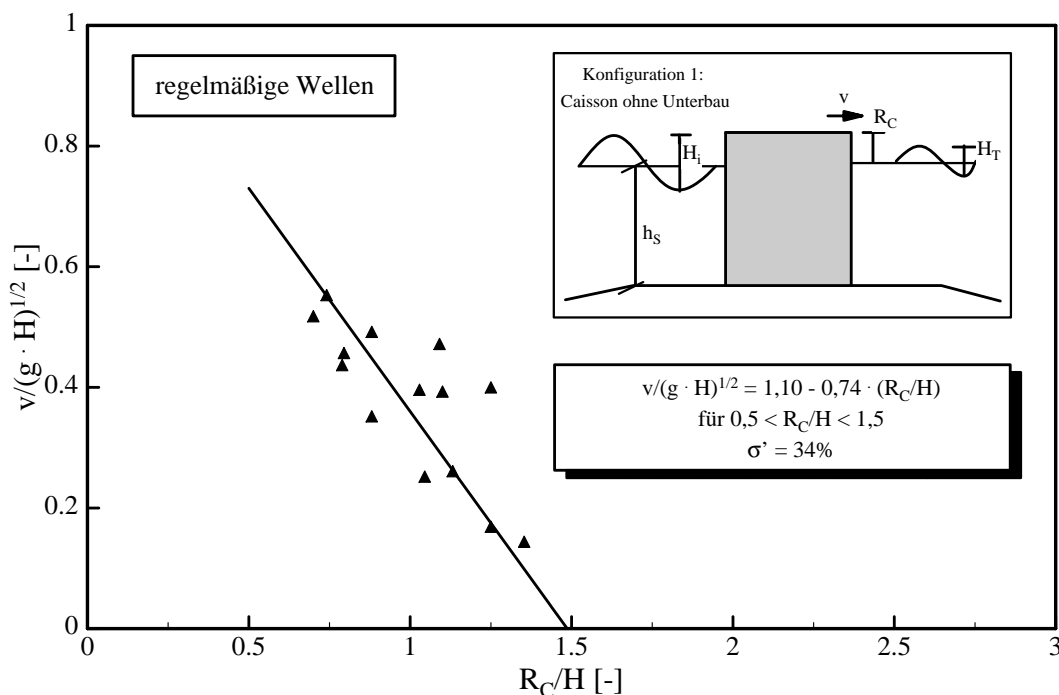


Abb. 4.63: Überlaufgeschwindigkeit als Funktion der relativen Freibordhöhe R_C/H für regelmäßige Wellen

Die Wellenüberlaufströmung trifft dann auf der Binnenseite auf das Wasser und erzeugt hier einen Druckimpuls, der näherungsweise aus dem Staudruck ($\rho_w \cdot v^2/2$), einer Dämpfungsfunktion für die Wassertiefe nach *Walkden et al. (2001)* sowie eines experimentell bestimmten Faktors k_v beschrieben werden kann:

$$p_t = k_v \cdot \rho_w \cdot \frac{v^2}{2} \frac{\cosh\left(\frac{2\pi(h_s - z)}{L_t}\right)}{\cosh\left(\frac{2\pi h_s}{L_t}\right)} \quad (4.30)$$

Der gemessene wellenüberlaufinduzierte Druck wurde in Abb. 4.65 als Funktion von Gl. (4.30) dargestellt. Der Faktor k_v wurde unter Verwendung der Versuchsergebnisse für Konfiguration 1 zu $k_v = 3.38$ ($\sigma' = 68\%$) für *regelmäßige Wellen* (Abb. 4.65) und $k_v = 1,12$ ($\sigma' = 57\%$) für *Wellenspektren* bestimmt (Abb. 4.66).

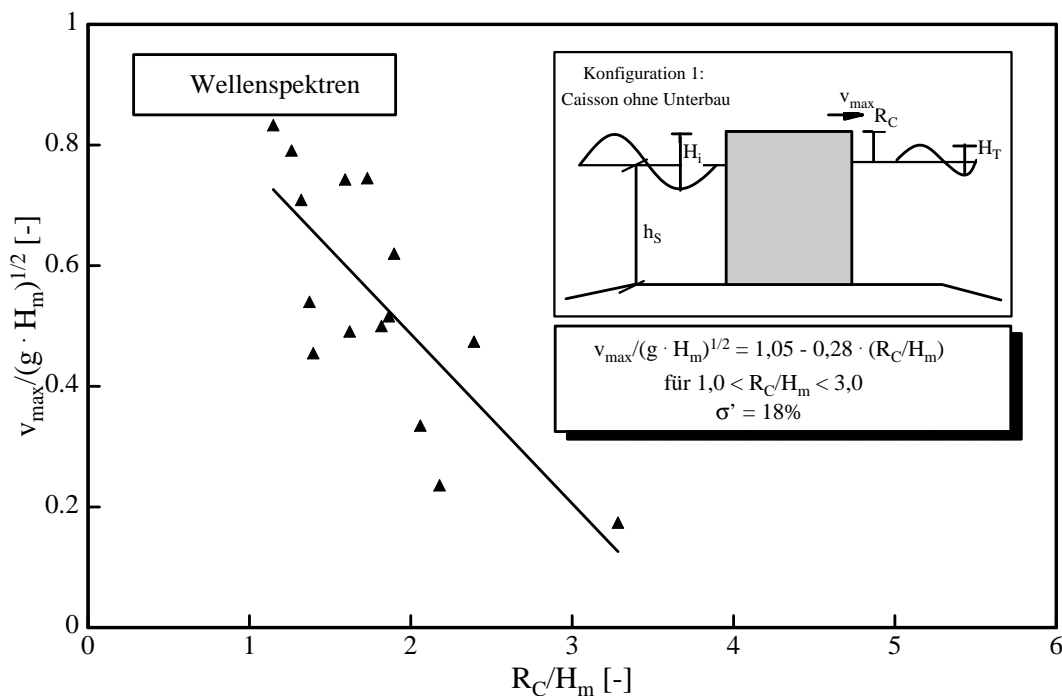


Abb. 4.64: Überlaufgeschwindigkeit als Funktion der relativen Freibordhöhe R_C/H_m für *Wellenspektren*

Für die Bestimmung der maßgebenden Geschwindigkeit wurden die Verwendung der Geschwindigkeit v_0 (Horizontalkomponente) an der Caissonkrone, der Vertikalkomponente der Auftreffgeschwindigkeit sowie des Betrages der Auftreffgeschwindigkeit untersucht. Es konnte festgestellt werden, daß die Ermittlung des wellenüberlaufinduzierten Drucks über die Horizontalkomponente der Überlaufgeschwindigkeit die beste Übereinstimmung liefert.

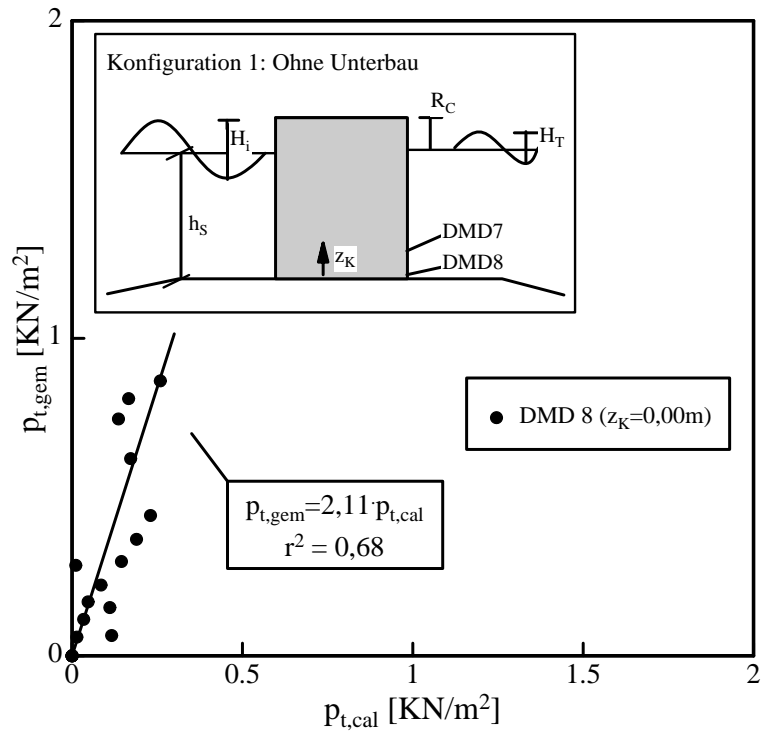


Abb. 4.65: Ermittlung des wellenüberlaufinduzierten Auftriebs als Funktion der Wellenüberlaufströmung für Konfiguration 1 und *regelmäßige Wellen*

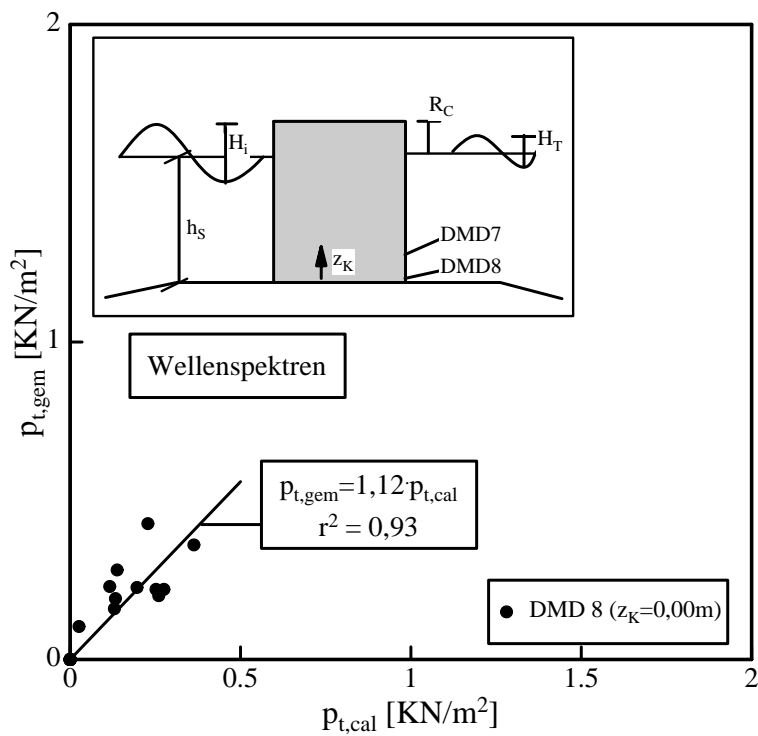


Abb. 4.66: Ermittlung des wellenüberlaufinduzierten Auftriebs als Funktion der Wellenüberlaufströmung für Konfiguration 1 und *Wellenspektren*

4.3.4 Einfluß des Wellenüberlaufs auf die welleninduzierte Auftriebskraft

Abschließend wurde in Abb. 4.67 die welleninduzierte Auftriebskraft $F_{u,max}$ als Funktion der mittleren Wellenüberlaufrate q dargestellt. Es ist zu erkennen, daß mit Zunahme der welleninduzierten Auftriebskräfte bis auf 1,0 kN/m die mittlere Wellenüberlaufrate q ebenfalls zunimmt. Steigen dann die welleninduzierten Auftriebskräfte $F_{u,max}$ weiter an, so nimmt die Wellenüberlaufrate q ab. Bei einer welleninduzierten Auftriebskraft von ca. 1,0 kN/m werden die maximalen Wellenüberlaufraten erreicht. Dies bestätigt die Ausführungen in Kapitel 4.3.

Große Wellenüberlaufraten q resultieren aus geringen Freibordhöhen R_C . Die ankommende Wellenenergie E_i wird bei geringen Freibordhöhen R_C in großen Teilen in transmittierte Energie E_T infolge von Wellenüberlauf umgewandelt. Die welleninduzierte Auftriebskraft F_u ist folglich gering. Umgekehrt entstehen große welleninduzierte Auftriebskräfte bei einer Druckschlagbelastung der Caissonfront. Druckschlagbelastungen können aber nur auftreten, wenn die Welle gegen die Caissonfront schlägt, d.h. nur ein geringer Teil der ankommenden Wellenenergie wird in Wellenüberlauf umgewandelt.

Hieraus können die folgenden Schlußfolgerungen gezogen werden:

- 1.) Ist die Wellenüberlaufrate hoch, so sind die welleninduzierten Auftriebskräfte eher gering.
- 2.) Ist die welleninduzierte Auftriebskraft hoch, so ist die Wellenüberlaufrate eher gering.

Um diese Aussagen zu bestätigen, wurde die dimensionslose welleninduzierte Auftriebskraft als Funktion der dimensionslosen mittleren Wellenüberlaufrate in Abb. 4.68 dargestellt. Eine Regressionsfunktion (Gl. 4.31) wurde als Einhüllende aus den äußeren Daten bestimmt. Diese Darstellung zeigt, daß die ankommende Welle entweder in Druckschlagbelastung des Bauwerks oder in Wellenüberlauf transformiert wird.

$$\frac{F_{u,max}}{(\rho_w \cdot g \cdot H_s^2)} = 15,5 \cdot \exp\left(-0,5 \cdot \frac{q}{(g \cdot H_s^3)^{1/2}}\right) \quad (4.31)$$

für: $R_C/H_s \approx 1$ bis 3

Um den Einfluß des Wellenüberlaufs auf die welleninduzierte Auftriebskraft zu ermitteln, werden daher zusätzliche Modellversuche empfohlen. Hierfür sollte die Bauwerkskrone bei ansonsten konstanten Parametern angehoben werden, um systematisch den Einfluß des Wellenüberlaufs auf die welleninduzierte Auftriebskraft zu bestimmen. Dies war nicht Ziel der

vorliegenden Arbeit.

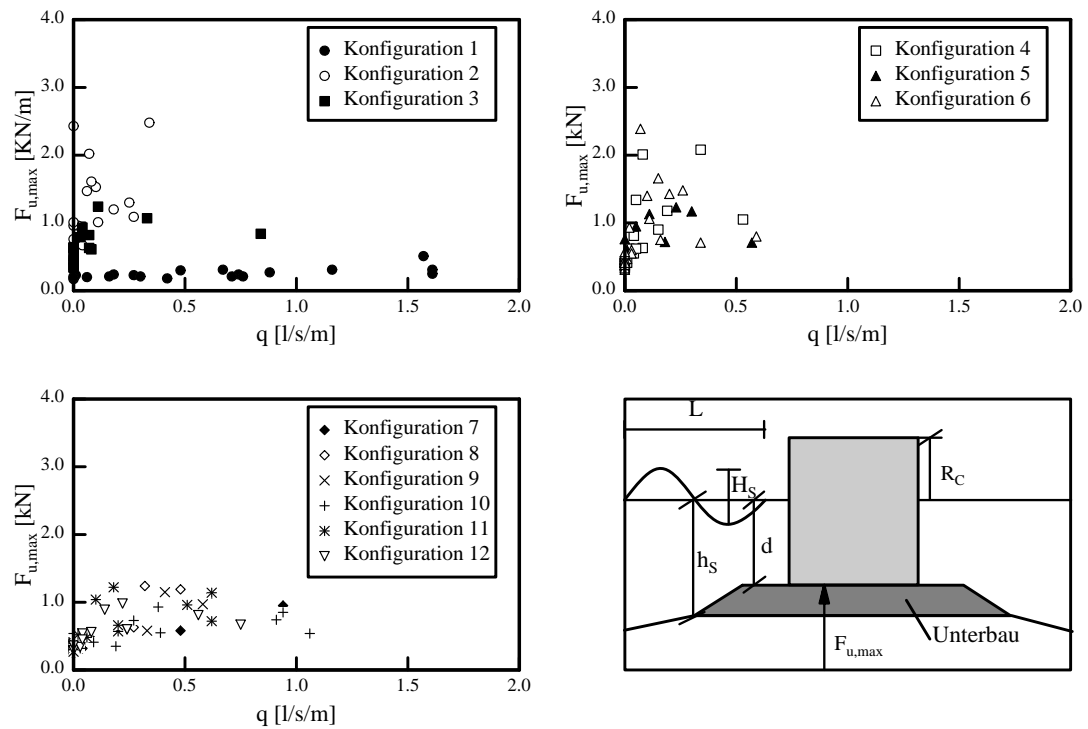


Abb. 4.67: Einfluß des Wellenüberlaufs auf die welleninduzierte Auftriebskraft

4.3.5 Bewertung der Ergebnisse

In der Vergangenheit war unklar, welchen Einfluß der wellenüberlaufinduzierte Auftrieb auf die Auftriebsbelastung hat. Anhand der experimentellen Untersuchungen konnte festgestellt werden,

- daß der wellenüberlaufinduzierte Auftriebsdruck am leeseitigen Bauwerksrand in der Größenordnung des welleninduzierten Auftriebsdrucks am leeseitigen Bauwerksrand liegt.
- daß der wellenüberlaufinduzierte Auftrieb vom leeseitigen Bauwerksrand zum seewärtigen Bauwerksrand abnimmt und dort selbst bei sehr großen Wellenüberlaufereignissen im Rahmen der vorliegenden Versuchsergebnisse - auch bei sehr hohen Wellenüberlaufsraten - nicht mehr meßbar war.
- daß der wellenüberlaufinduzierte Auftrieb nicht zur maximalen welleninduzierten Auftriebskraft beiträgt, da die Überlaufgeschwindigkeiten wesentlich langsamer als die Druckausbreitungsgeschwindigkeiten unter dem Caisson sind.

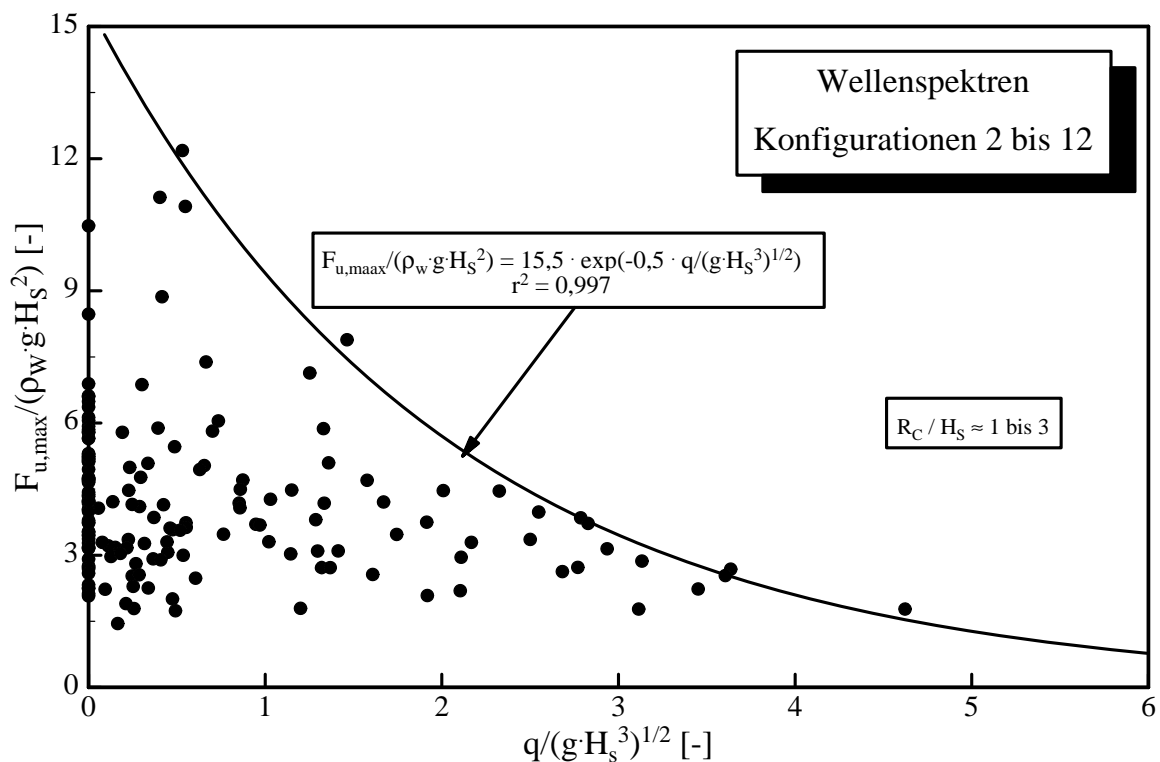


Abb. 4.68: Dimensionsloser welleninduzierter Auftrieb in Abhängigkeit der dimensionslosen mittleren Wellenüberlauftrate

Es wurden zwei einfache Näherungsverfahren zur Bestimmung des wellenüberlaufinduzierten Auftriebs ermittelt. Das erste Näherungsverfahren basiert auf der Annahme, daß die transmittierte Welle für die Ermittlung des wellenüberlaufinduzierten Auftriebs relevant ist. Das zweite Näherungsverfahren geht davon aus, daß der Überlaufschwall zu einem Druckeintrag in den Wasserkörper führt und somit den wellenüberlaufinduzierten Auftrieb erzeugt. Beide Näherungsverfahren stellen eine vereinfachte Abbildung der physikalischen Prozesse beim Auftreffen des Überlaufschwalls auf die Wasseroberfläche auf der Binnenseite eines Caissonwellenbrechers dar, denn sowohl die transmittierte Welle als auch der Impulseintrag in den Wasserkörper sind an der Entstehung des wellenüberlaufinduzierten Auftriebs beteiligt.

Beide Verfahren zeigen indirekt eine Abhängigkeit vom Wellenüberlauf. Sowohl die transmittierte Wellenhöhe als auch die Strömungsgeschwindigkeit des Überlaufstrahls nehmen mit der Wellenüberlaufrate q zu. Da die Wellenüberlaufrate q die physikalischen Prozesse nur gemittelt beschreibt, wurden hier die Geschwindigkeit v der Wellenüberlaufströmung sowie die Höhe der transmittierten Welle verwendet.

Für *regelmäßige Wellen* stellen beide Näherungsverfahren eine einfache Lösung zur Ermittlung des wellenüberlaufinduzierten Auftriebs dar. Für *Wellenspektren* empfiehlt sich die Anwendung des Verfahrens unter Verwendung der Wellenüberlaufströmung. Grund hierfür ist die ereignisbezogene Zuordnung von Überlaufereignis und wellenüberlaufinduzierten Auftrieb bei der Auswertung des Näherungsverfahrens unter Verwendung der Überlaufströmung. Dadurch ist auch bei wenigen Überlaufereignissen eine direkte Zuordnung möglich. Die Ermittlung des wellenüberlaufinduzierten Auftriebs als Funktion der Überlaufströmungsgeschwindigkeit berücksichtigt die Dynamik des Wellenüberlaufvorgangs besser als eine Abhängigkeit von der Wellenüberlaufrate q bzw. vom individuellen Wellenüberlaufvolumen V .

Die Berechnung der Druckausbreitung des wellenüberlaufinduzierten Auftriebs von der Caissonrückseite zur Caissonvorderseite kann anhand des Dämpfungsmodells für den welleninduzierten Auftrieb durchgeführt werden (Abschnitt 4.2.4), da für die Druckausbreitung des wellenüberlaufinduzierten Auftriebs jeweils die gleichen physikalischen Prozesse wirksam sind wie für die Druckausbreitung des welleninduzierten Auftriebs.

5. Zusammenfassung und Ausblick

5.1 Zusammenfassung

Die Hauptaufgabe von Caisson-Wellenbrechern ist es, ihren rückwärtigen Bereich vor angreifenden Wellenkräften zu schützen, um z.B. die Wellenunruhe in einem Hafen zu reduzieren. Daneben dienen sie jedoch auch zunehmend anderen Zwecken wie z.B. als Träger von Anlagen oder als Anlegeplätze für Schiffe. Um den unterschiedlichen Anforderungen gerecht zu werden und die Belastung des Bauwerks zu reduzieren, gibt es verschiedene Bauwerksgeometrien. Für die optimale Bemessung eines Caissonwellenbrechers ist daher die Druckbelastung infolge der angreifenden Wellen zu bestimmen. In diesem Zusammenhang wird unterschieden in die horizontale Belastung und die vertikale Belastung, den sogenannten welleninduzierten Auftrieb. Die Belastung durch den welleninduzierten und den wellenüberlaufinduzierten Auftrieb stellt den zentralen Punkt dieser Arbeit dar. Die zur Zeit vorhandenen Bemessungsverfahren berücksichtigen die Geometrie des Bauwerks und des Unterbaus, die Auftriebsdruckverteilung, die zeitliche Entwicklung, Druckschlagbedingungen und den Einfluß des Wellenüberlaufs nicht oder nicht ausreichend.

Ziel dieser Arbeit war es daher, zunächst die hydrodynamischen Grundlagen für den welleninduzierten Auftrieb und den wellenüberlaufinduzierten Auftrieb zu erarbeiten. Hierfür waren zunächst eine Identifikation der maßgebenden Parameter, eine Beschreibung der hydraulischen Prozesse sowie eine Analyse des vorhandenen Schrifttums hinsichtlich der relevanten hydraulischen Prozesse erforderlich. Durch weiterführende experimentelle und theoretische Untersuchungen werden schließlich Berechnungsansätze für den welleninduzierten Auftrieb unter Berücksichtigung der Druckschlagbedingungen sowie für den wellenüberlaufinduzierten Auftrieb erarbeitet. Eine Übersicht der Schlüsselergebnisse dieser Arbeit ist in Abb. 5.1 dargestellt.

Die Grundlage für diese Arbeit stellen theoretische und experimentelle Untersuchungen dar. Die Experimente, die im Rahmen des DFG-Projektes DFG OU 1/5-1 „Welleninduzierter Auftrieb unter monolithischen Küstenschutzbauwerken - Einfluß der Bauwerksgeometrie und des Wellenüberlaufs“ liefen, wurden im kleinen Wellenkanal des Leichtweiß-Instituts für Wasserbau an zwölf verschiedenen Bauwerksgeometrien durchgeführt. Als Standardkonfiguration wurde eine Geometrie verwendet, die bereits im Großen Wellenkanal (GWK) Hannover untersucht worden war. Maßstabseffekte konnten nicht festgestellt werden. Daher können die vorliegenden Ergebnisse auf den Naturmaßstab übertragen werden.

Die Grundlage für den Bemessungsansatz stellt die Ermittlung der maßgebenden Wellenparameter am Bauwerksfuß dar. Auf der Grundlage einer umfangreichen Wellen- und Reflexionsanalyse wurden die Wellenparameter am Bauwerksfuß (hier: Fuß der Berme) als Eingangsparameter für die weiteren Untersuchungen ermittelt. Zusätzlich wurde das

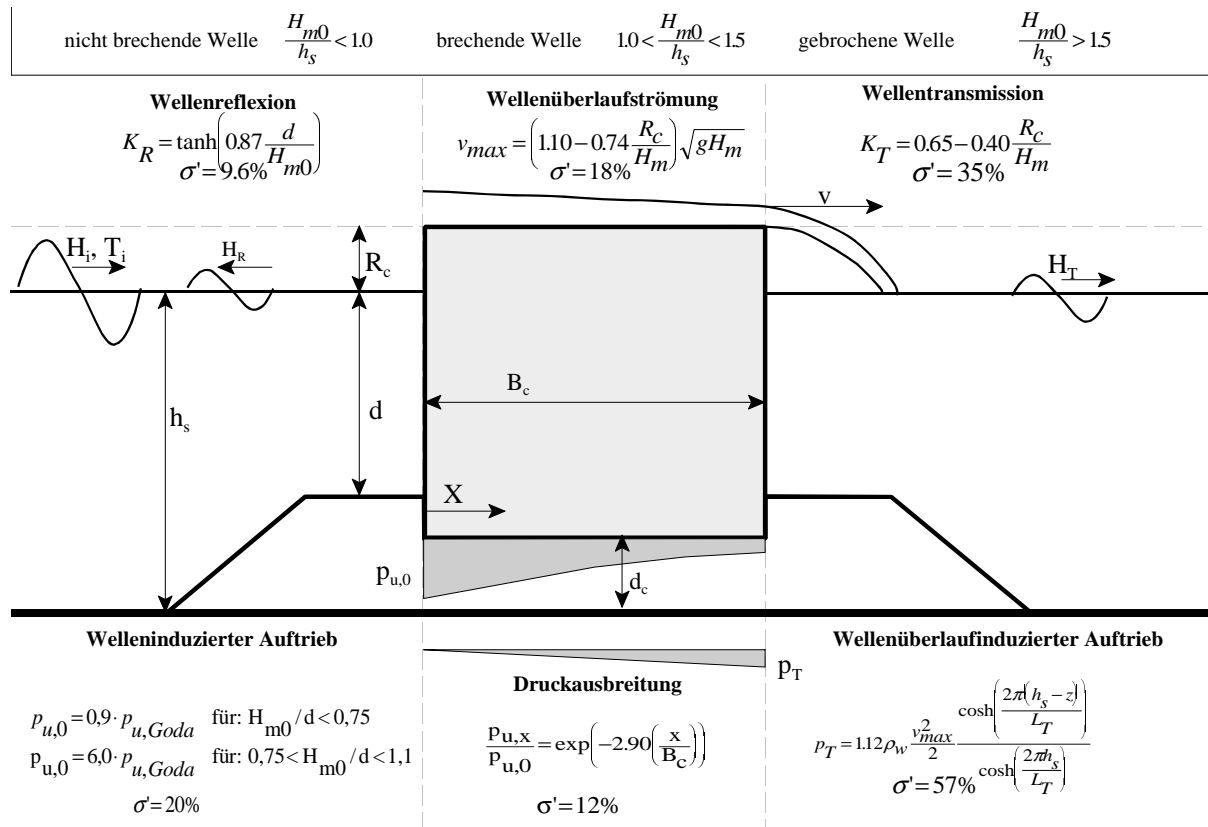


Abb. 5.1: Zusammenfassung der wesentlichen Ergebnisse der Arbeit

Reflexionsverhalten der einzelnen Bauwerksgeometrien untersucht. Als wesentlicher Einflußfaktor auf das Reflexionsverhalten wurde die relative Wellenhöhe H_{m0}/h_s identifiziert, die daher auch die wesentliche unabhängige Größe im ermittelten Berechnungsansatz darstellt. Abschließend wurden alle Modellversuche hinsichtlich des Brechverhaltens der Wellen (nicht brechend, gebrochen, brechend) analysiert und klassifiziert. Die Übergangsbereiche zwischen nicht brechenden, brechenden und gebrochenen Wellen sind in Abb. 5.1 dargestellt.

Nach Ermittlung dieser maßgebenden Randbedingungen wurde der welleninduzierte Auftrieb untersucht. Erste Untersuchungen zum welleninduzierten Auftrieb wurden hinsichtlich des Einflusses der Bauwerksgeometrie durchgeführt. Die wichtigsten Ergebnisse der experimentellen Untersuchung zum Einfluß dieser Parameter sind:

- Die Neigung der Frontgeometrie hat keinen signifikanten Einfluß auf die Größe des maximalen Auftriebs;
- Die Bermenhöhe und Bermenbreite bestimmen das Brechverhalten der Wellen und damit die maximale Auftriebskraft;
- Die Variation der Unterbauhöhe beeinflusst die maximale Auftriebskraft.

Anschließend wurde ein semi-theoretischer Ansatz zur Ermittlung des welleninduzierten Auftriebs sowohl unter pulsierender Belastung als auch unter Druckschlagbelastung ermittelt.

Dazu wurde zuerst der klassische Ansatz nach *Goda* zur Ermittlung des Auftriebs am seewärtigen Rand des Caissons auf brechende, nicht brechende und gebrochene Wellen erweitert. Auf diese Weise konnten die Initialbedingungen am Beginn der Caissonsohle bestimmt werden. Anschließend wurde ein neues Dämpfungsmodell zur Ermittlung der Druckausbreitung unter dem Caisson ermittelt. Das Dämpfungsmodell wurde für *regelmäßige Wellen* und *Wellenspektren*, brechende und nicht brechende Wellen sowie für großmaßstäbliche Modellversuche verifiziert. Eine Erweiterung des eigenen Dämpfungsmodells war für die Konfiguration ohne Unterbau erforderlich, um die wesentlich stärkere Dämpfung zu berücksichtigen.

Abschließend wurde der Einfluß des Wellenüberlaufs auf den welleninduzierten Auftrieb untersucht, der als wellenüberlaufinduzierter Auftrieb bezeichnet wird. Hier wurde festgestellt, daß der wellenüberlaufinduzierte Auftrieb nicht zur maximalen Auftriebskraft beiträgt, da er aufgrund der im Verhältnis zur Druckausbreitung wesentlich langsameren Wellenüberlaufströmung zeitlich versetzt auftritt. Um den wellenüberlaufinduzierten Auftrieb zu bestimmen, wurden zwei einfache Näherungsverfahren auf theoretischer Grundlage ermittelt. Das eine Verfahren basiert auf der Kopplung zwischen wellenüberlaufinduziertem Auftrieb und transmittierter Welle, das zweite Verfahren basiert auf den physikalischen Zusammenhängen zwischen Wellenüberlaufströmung und wellenüberlaufinduziertem Auftrieb.

5.2 Empfehlungen für weitere Untersuchungen

Im Rahmen dieser Arbeit wurden der Einfluß der Geometrie des monolithischen Bauwerks und des Unterbaus experimentell und theoretisch untersucht und ein Verfahren sowohl zur Berechnung des welleninduzierten Auftriebs als auch des wellenüberlaufinduzierten Auftriebs entwickelt. Im folgenden sollen die verbleibenden offenen Fragestellungen dargestellt werden, die sowohl hinsichtlich der Ermittlung des welleninduzierten Auftriebs als auch des wellenüberlaufinduzierten Auftriebs erforderlich sind.

Bei zukünftigen Untersuchungen sollte die Korngröße des Unterbaumaterials systematisch variiert werden, da sich die Durchlässigkeit des Unterbaumaterials unmittelbar auf die Druckverhältnisse im Unterbau auswirkt: je geringer die Durchlässigkeit ist, desto mehr wird die Druckausbreitung gestört bzw. behindert und desto geringer ist der welleninduzierte Auftrieb.

Es ist außerdem sinnvoll, bei zukünftigen Untersuchungen nicht nur zwei-, sondern auch dreidimensionale Bedingungen systematisch zu analysieren, da hierdurch für breite Wellenbrecher - wie bei der Horizontalbelastung - eine Reduktion des welleninduzierten Auftriebs aber auch des wellenüberlaufinduzierten Auftriebs zu erwarten ist.

Abschließend wird die Entwicklung und Verifikation eines numerischen Modells empfohlen, um auch im Rahmen dieser Arbeit nicht untersuchte Bauwerksgeometrien hinsichtlich des welleninduzierten Auftriebs beurteilen zu können. Weiterhin ist ein numerisches Modell empfehlenswert, um auch die zeitliche Entwicklung von welleninduziertem Auftrieb, wellenüberlaufinduziertem Auftrieb sowie deren Interaktionen besser erfassen und prognostizieren zu können.

Ideal wäre auch die Verifikation und Erweiterung der im Rahmen dieser Arbeit entwickelten Ansätze im Rahmen von entsprechenden Naturuntersuchungen.

6. Schrifttum

- AHRENS, J.P. u. HEIMBAUGH, M.S. (1988) Seawall Overtopping Model. Proc. 21st. Int. Conf. on Coastal Eng.. Malaga. S. 795-806
- ALLSOP, N.W.H.; VICINANZA, D.; MCCONNEL, K. (1996): Wave forces on vertical and composite breakwaters. Strategic Research Report, Hydraulic Research Wallingford, SR 443, Wallingford, U.K., 94 Seiten.
- BESLEY, P.; STEWART, T.; ALLSOP, W. (1998) Overtopping of vertical Structures: New Prediction Methods to account for shallow water conditions. Proceedings Int. Conf. on Coastlines, Structures and Breakwaters. London. S. 46-57
- BODEN, J. (2001) Einfluß der Bermengeometrie auf die mittlere Wellenüberlaufrate bei einem Caisson-Wellenbrecher. Studienarbeit am Leichtweiß-Institut für Wasserbau
- BOLLRICH, G. (1989) Technische Hydromechanik 2. VEB-Verlag für Bauwesen. Berlin
- BURCHARTH, H.; ANDERSEN (1994) On the one-dimensional unsteady porous flow equation. Coastal Engineering 1994
- BURCHARTH, H. et al (1999) Scaling of Core material in rubble mound breakwater model tests. Proceedings of the Fifth International Conference on Coastal and Port Engineering in Developing Countries, Cape Town, South Africa. 1999. s. 1518-1528
- CANEL, M. (1994): Dissipative monolithic breakwaters - Some aspects of hydrodynamics. MAST MCS-Project, Proceedings Final Workshop, 34 Seiten.
- CERC (1984) Shore Protection Manual. Coastal Engineering Research Centre. Vicksburg.
- COOKER, M.J. (2008) Theories of wave-impact pressures on coastal structures. Proceedings 31st Int. Conf. On Coastal Engineering. Hamburg. S. 3212-3223
- DAEMRICH, K.F. (1991) Modellversuche zum Wellenüberlauf an Polderwänden. Mitteilungen H. 72. Franzius-Institut für Wasserbau und Küsteningenieurwesen. pp. 353-367; (in German)
- DAEMRICH, K.-F. U. MATHIAS, H.-J. (1999) Overtopping at vertical Walls with oblique Wave Approach. COPEDEC V. Kapstadt. S. 1294-1301
- DE GROOT, M. (1998): Instantaneous Pore pressures and Uplift Forces. Status Report, 2nd Overall Workshop, MAST III, PROVERBS-Project: Probabilistic Design Tools for Vertical Breakwaters, Naples, Italy, Annex 2.4, 4 Seiten.

- DE GROOT, M.B. u. KORTENHAUS, A. (2001) New approach to designing for uplift forces underneath caisson breakwaters and crown walls. Proceedings Int. Conf. On Coastlines, Structures and Breakwaters. London
- DICK, T. M. (1968): Forces on a Submerged Breakwater. Proceedings International Association for Hydraulic Research, Vol. 13
- ESAKI, K.; TAKAYAMA, T.; KIM T. (2004) Effect of long footing on sliding stability of a hybrid caisson. Proc. 29th Int. Conference on Coastal Engineering. Lisbon. S. 3775-3786
- FRANCO, L.; de GERLONI, M.; VAN DER MEER, J.W. (1994): Wave Overtopping on Vertical and Composite Breakwaters. In: Proceedings of the 24th International Conference of Coastal Engineering, Kobe, 16 Seiten.
- FRANCO, C.; FRANCO, L.; RESTANO, C. u. VAN DER MEER, J.W. (1995) The effect of wave obliquity and short-crestedness on the overtopping rate and volume distribution on caisson breakwaters. MAST-II-MCS (Monolithic Coastal Structures). Final Proceedings
- FRANCO, L. (1996): Analysis of measurements at Porto Torres breakwater. Proceedings Task1 Workshop Belfast, MAST III, PROVERBS-Project: Probabilistic Design Tools for Vertical Breakwaters, Annex 18, Belfast, Northern Ireland, 14 Seiten.
- FRANCO, C.; VAN DER MEER, J.W.; FRANCO, L. (1996): Multidirectional wave loads on vertical breakwaters. Proceedings International Conference Coastal Engineering (ICCE), ASCE, Orlando, Florida, USA, no. 25, 14 Seiten.
- FRANCO, L.; NERONI, G. (1997): Further analysis of wave pressure measurements on plain and perforated caisson breakwater at Porto Torres. Proceedings 1st Overall Workshop, Mast III, PROVERBS-Project: Probabilistic Design Tools for Vertical Breakwaters, Las Palmas, Gran Canaria, Annex 1K, 6 Seiten.
- FRANCO, C. u. FRANCO, L (1999) Overtopping Formulas for Caisson Breakwaters with nonbreaking 3D-waves. Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering. Vol. 125. No. 2. S. 98-108
- FUJII, S. (1989): Experiment and Analysis on Devices for Reducing Uplift Wave Force of Large Offshore Caisson Structure. Eighth International Conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering, The Hague, Seite 137-143.
- FUKUDA, N.; UNO, T.; IRIE, I. (1974) Field Observations of Wave Overtopping of Wave Absorbing Revetment. Coastal Engineering in Japan. Vol. 17. S. 117-128
- GODA, Y. (1974): New wave pressure formulae for composite breakwater. Proceedings of the 14th Coastal Engineering Conference, Copenhagen, Denmark, S.1702-1720

- GODA, Y. (1985): Random Seas and Design of Maritime Structures. University of Tokyo Press, 323 Seiten.
- GUANCHE, R.; LARA, J.L.; LOSADA, I.J.; VIDAL, C. (2007) Pressure distribution around overtopped breakwaters for regular, random and solitary waves. Proceedings Coastal Structures Conference. Venedig. S. 841-852
- HERBERT, D.M.; ALLSOP, N.W.H.; OWEN, M.W. (1994) Overtopping of Sea Walls under Random Waves. Proc. 24th Int. Conf. on Coastal Engineering. Kobe. S. 1130-1142
- HUGHES, J.P.; GRAHAM, D.; JAMES, P.W.; LAWRENCE, J.; REEVE, D.E.; CHADWICK, A. (2007) SPH Modelling of large wave impacts. Proceedings Coastal Structures Conference. Venedig. S. 1489-1499
- ISHIHARA, T.; INAGAKI, Y; MITSUI, H. (1960) Wave Overtopping on Seawalls. Coastal Engineering in Japan. Vol. III. S.53-62
- ITO, Y.(1971): Stability of mixed-type Breakwater - a Method of "Probable Sliding Distance". Coastal Engineering in Japan, Vol.14. S.53-61.
- KAMEL, A. M. (1968): Water Wave Pressures on Seawalls and Breakwaters. Research Report No. 2-10, Waterways Experiment Station, Corps of Engineers, Vicksburg, Miss., 8 Seiten
- KIKKAWA, H.; SHI-IGAI, H. u. KONO, T. (1968) Fundamental Study of Wave Overtopping on Levees. Coastal Engineering in Japan. Vol. 11. S. 107-115
- KÖHLER, H.J. (1989) Messung von Porenwasserüberdrücken im Untergrund. Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau. Nr. 66. S. 155-174
- KONO, T.; AMIN, Z.; TSUDA, H. (1994) Study of Wave Overtopping on a Breakwater of Marina. Hydro-Port'94; Yokosuka. Japan. S. 405-421
- KORTENHAUS, A.; OUMERACI, H.; KOHLHASE, S.; KLAMMER, P. (1994) Wave-induced uplift loading of Caisson Breakwaters. Proceedings 24th Int. Conf. On Coastal Eng. Kobe. Japan
- KORTENHAUS, A. (1996) Pore Pressures in rubble foundation underneath a caisson breakwater. Probabilistic Design Tools for Vertical Breakwaters. Leichtweiß-Institut für Wasserbau.
- KORTENHAUS, A.; OUMERACI, H. (1997): Wave uplift loading for impact breakers-tentative formula and suggestions for the development of final formulae. Proceedings 2nd Task 1 Workshop, MAST III, PROVERBS-Project: Probabilistic Design Tools for Vertical Breakwaters, Edinburgh, U.K., Annex 1.0.3, 51 Seiten.

- LE MÉHAUTE, B. (1958): Perméabilité des digues en enrochements aux ondes de gravité périodiques. La Houille Blanche Nr. 6, (1957) und Nr. 2, 3 (1958)
- LIN, P.; LIU, P.L.-F. (1998) A numerical study of breaking waves in the surf zone. Journal of Fluid Mechanics. 359. S. 239-264
- LIN, P.; LIU, P.L.-F. (1999) Internal wave-maker for Navier-Stokes equations models. Journal of Waterways, Ports, Coastal and Ocean Engineering. Vol. 125(4). S. 207-217
- LÖFFLER, A. (1996): Bemessung senkrechter Wellenbrecher auf Auftriebsbelastung infolge brechender Wellen. Diplomarbeit am Leichtweiß-Institut der Technischen Universität Braunschweig, Fachbereich Bauingenieur- und Vermessungswesen, 63 Seiten.
- LOSADA, I.J.; LARA, J.L.; GUANCHE, R.; GONZALEZ-ONDINA, J.M. (2007) Numerical Analysis of wave overtopping of rubble mound breakwaters. Coastal Engineering. Vol. 55. No. 1. Pp. 47-62
- MANSARD, E.P.D. u. FUNKE, E.R. (1980) The Measurement of Incident and Reflected Spectra Using a Least Square Method. Proc. 17th. Int. Conf. on Coastal Engineering. Sydney.
- MARCHI, E. (1975): Storm Wave Pressures on the Breakwater of Genoa Voltri. XVI IAHR Congress, Sao Paulo, 8 Seiten.
- MARCHI, E. (1977): Problems of Vertical Breakwater Design. XVII IAHR Congress, Baden Baden, S. 337-349.
- MCCOWAN, J. (1894) On the highest Wave of permanent Type. Philosophical Magazine 38. S. 351-358
- MICHE, M. (1951) Mouvements Ondulatoires de la mer en profondeur constante ou décroissante. Annales des Ponts et Chaussées
- MIZUGUCHI, M. (1994) Wave Overtopping Rate over a vertical Wall and Reflection coefficient. Coastal Engineering in Japan. Vol. 36. No. 1. S. 37-47
- MÜLLER, G.; WOLTERS, G. (2004) Wellendruckschlagbelastungen auf historische Küstenschutzbauwerke. Die Küste. H. 68. S. 143-163
- OHNO, T.; SHIGEMITSU, S. (1981): Laboratory Study on Design of Sandmastic Revetment for rubble-Mound Breakwater. Transactions of JSCE, Vol. 13, S. 194-198.
- OTTO, C. (2000) Untersuchungen zum Überlauf der Hochwasserschutzwände des privaten Hochwasserschutzes im Hamburger Hafen. Studienarbeit am Leichtweiß-Institut für Wasserbau

- OUMERACI, H. (1984) Scale effects in coastal hydraulic models. Symposium on Scale Effects in Modelling Hydraulic Structures. Esslingen. S. 7.10.1 - 7.10.7
- OUMERACI, H. (1990) Wave induced pore pressure in rubble mound breakwaters. Proceedings 22nd Int. Conf. On Coastal Engineering. Delft
- OUMERACI, H.; PARTENSKY, H. W. (1991): Breaking Wave Impact Loading of Caisson Breakwaters-Research Strategy and Results of Small-Scale Model Investigations. Proceedings of First Workshop (MAST G6-S project 2)
- OUMERACI, H. (1992): Review and analysis of vertical breakwaters failures - Lessons learned. MAST G6 - S / Project 2: Wave impact loading of vertical structures. Preliminary Report, 54 Seiten.
- OUMERACI, H. (1994a): Vertical face breakwaters and seawalls. Proc. Instn. Civ. Engrs. Wat., Marit. & Energy, 1994, 106, S. 363-366
- OUMERACI, H. (1994b): Review and Analysis of Vertical Breakwater Failures - Lessons learned. Coastal Engineering, Special Issue on "Vertical Breakwaters" (Eds: Oumeraci et al.), Amsterdam, The Netherlands: Elsevier Science Publishers B.V., Vol. 22,nos. 1/2, S. 3-29
- OUMERACI, H. (1997): Wave Impact Loading and Dynamic Response of Vertically Faced Breakwaters - European Research Project MAST III/PROVERBS. Proc. 1st German-Chinese Joint Seminar on Recent Developments in Coastal Engineering, Wismar.
- OUMERACI, H.; KORTENHAUS, A. (1997): Wave impact loading, tentative formulae and suggestions for the development of final formulae - discussion note. Proceedings 2nd Task 1 Workshop, MAST III, PROVERBS-Project: Probabilistic Design Tools for Vertical Breakwaters, Edinburgh, U.K., Draft, 15 Seiten.
- OUMERACI, H.; PARTENSKY, H.-W.; KLAMMER, P.; KORTENHAUS, A. (1997): Abschlußbericht zum DFG-Projekt "Entwicklung von Bemessungsgrundlagen für monolithische Wellenschutzbauwerke", DFG OU 1/1-1, 49 Seiten.
- OUMERACI H. et al.(2001): Probabilistic Design Tools for Vertical Breakwaters. A.A. Balkema Publishers
- OUMERACI, H. u. BLECK, M. (2001) Hydraulische Wirksamkeit von künstlichen Riffen unter besonderer Berücksichtigung des Energietransfers im Wellenspektrum. LWI-Bericht Nr. 863
- OUMERACI, H.; SCHÜTTRUMPF, A. (2001) Welleninduzierter Auftrieb unter monolithischen Küstenschutzbauwerken. LWI-Bericht Nr. 871

- OUMERACI, H. (2004): Breakwaters, Part 2. In: Agerschou, H. (ed.): Planning and design of ports and marine terminals, London, U.K.: Thomas Telford, pp. 155-262
- OWEN, M.W. (1980) Design of Seawalls allowing for Wave Overtopping. Report No. EX 924. HR Wallingford
- PEDERSEN, J. (1996) Wave Forces and Overtopping on Crown Walls of Rubble Mound Breakwaters - An Experimental Study. Hydraulics & Coastal Engineering Laboratory. Aalborg University. Series Paper 12
- PEREGRINE, H.; BREDMOSE, H.; BULLOCK, G.; OBRHAI, C.; MÜLLER, G.; WOLTERS, G. (2004) Water wave impact on walls and the role of air. Proc. 29th Int. Conf. On Coastal Engineering. Lisbon. S. 4005-4017
- PULLEN, T.; ALLSOP, N.W.H.; BRUCE, T.; KORTENHAUS, A.; SCHÜTTRUMPF, H.; VAN DER MEER, J.W. (2007) Eurotop - Wave Overtopping of Sea Defences and related Structures. Assessment Manual. www.overtopping-manual.com
- RUNDGREN, (1958): Water Wave Forces - A Theoretical and Laboratory Study. Kungliga Tekniska Högskolans Landlingar, Nr. 122, Stockholm
- SAINFLOU, M (1928) Essay on vertical breakwaters. Annales des Ponts et Chaussées. pp. 5-48
- SAKAKIYAMA, T.; KAJIMA, R.; IMAI, S.; KATAYAMA, H.; SHIMIZU, T. (1997) Field Measurements of Wave Overtopping on Seawall Covered with Armour Units. Waves'97
- SAVILLE, T. Jr. u. CALDWELL, J.M. (1953) Experimental Study of Wave Overtopping on Shore Structures. Proceedings Minnesota International Hydraulics Convention. Minneapolis. S. 261-269
- SCHMIDT, R.; OUMERACI, H.; PARTENSKY, H.W. (1992); Impact Loads induced by Plunging Breakers on Vertical Structures. ASCE, Proc. 23rd ICCE, Venice, Italy, 14 Seiten.
- SCHÜTTRUMPF, H.; KORTENHAUS, A.; OUMERACI, H. (1998) Practical Use of Overtopping Models for Vertical Harbour Walls. Proceedings 26th International Conference on Coastal Engineering, Copenhagen, Denmark, pp. 1553-1566
- SCHÜTTRUMPF, H.; OUMERACI, H.; KIMURA, K.; HAYAKAWA, T. u. MÖLLER, J. (1999) Wave Overtopping on a High Mound Composite Type Breakwater. Proceedings Coastal Structures 1999. Santander
- SCHÜTTRUMPF, H. u. OUMERACI, H. (2000) EAK-Empfehlungen A2 - Wellenauflauf und Wellenüberlauf (Kurzfassung). HANSA - Schifffahrt - Schiffbau - Hafen

- SCHÜTTRUMPF, H. (2001) Wellenüberlaufströmung bei Seedeichen - Experimentelle und Theoretische Untersuchungen. Dissertation
- SIBUL, O. (1955) Flow over Reefs and Structures by Wave Action. Transactions. American Geophysical Union. Vol. 36. No. 1. S. 61-69
- SMID, R. (2001) Untersuchungen zur Ermittlung der mittleren Wellenüberlauftrate an einer senkrechten Wand und an einer 1:1,5 geneigten Böschung für Versuche mit und ohne Freibord. Studienarbeit am Leichtweiß-Institut für Wasserbau
- TAKAHASHI, S. (1996): Design of breakwaters. Short Course, ICCE'96, Orlando, USA, 85 Seiten.
- TANIMOTO, K.; MOTO, K.; IHIZUKA, S.; GODA, Y. (1976): An Investigation on design wave force formulae of composite-type breakwater. Proceedings Conference on Coastal Engineering in Japan, Vol. 23.
- THAO, N.D.; ESTEBAN, M.; TAKAGI, H.; SHIBAYAMA, T. (2008) Impact pressures due to breaking solitary wave exerted on a vertical wall. Proceedings 31st Int. Conf. On Coastal Engineering. Hamburg. S. 3186-3198
- TROCH, P. (2001) Experimental Study and Numerical Modelling of pore pressure attenuation inside a rubble mound breakwater. PIANC- Bulletin. No.
- VAN GENT, M. (1993): Stationary and Oscillatory Flow through Coarse Porous Media, Communications on Hydraulic and Geotechnical Engineering, Report No. 93-9, Faculty of Civil Engineering, Delft University of Technology
- VAN GENT, M.R.A. (1995) Wave interaction with permeable coastal structures. Dissertation. Delft University Press.
- WALKDEN, M.; BRUCE, T.; EASSON, W. (1998): Seaward failure of caisson breakwaters due to overtopping. Status Report, 2nd Overall Workshop, MAST III, PROVERBS-Project: Probabilistic Design Tools for Vertical Breakwaters, Naples, Italy, Annex 1.5, 10 Seiten.
- WALKDEN, M.J.; WOOD, D.J.; BRUCE, T.; PEREGRINE, D.H. (2001) Impulsive seaward loads induced by wave overtopping on caisson breakwaters. Journal of Coastal Engineering. No. 42. S. 257-276
- WEGGEL, J.R. (1976) Wave Overtopping Equation. Proceedings 15th Int. Conf. on Coastal Engineering. Honolulu. S. 2737-2755

- WOLTERS, G.; MÜLLER, G.; BRUCE, T.; OBRAI, C. (2005) Large Scale Experiments on Wave Downfall pressures. Proc. ICE Maritime Engineering. December 2005. S. 137-145
- WU, N.T.; OUMERACI, H.; PARTENSKY, H.-W. (1994) Numerical Modelling of Breaking Wave Impacts on a Vertical Wall. Proceedings 24th Int. Conference on Coastal Engineering. Venedig. S. 1672-1686

7. Symbolverzeichnis

b	=	Forchheimer-Koeffizient	[-]
B_b	=	Breite der Berme	[m]
B_c	=	Breite des monolithischen Bauwerks	[m]
B_{rel}	=	relative Bermenbreite	[-]
C_r	=	Reflexionskoeffizient	[-]
d	=	Wassertiefe vor der Front des Caissons	[m]
d_c	=	Einbettungstiefe des Caissons in den Unterbau	[m]
d_{eff}	=	effektive Wassertiefe	[m]
D	=	Korngröße	[m]
D_{EQ}	=	äquivalenter Korndurchmesser	[m]
D_{15}	=	Korndurchmesser, der von 85% des Materials überschritten wird	[m]
e	=	Abstand der angreifenden Kraft zur Vertikalachse des Bauwerks	[m]
E_i	=	ankommende Wellenenergie	[-]
E_r	=	reflektierte Wellenenergie	[-]
E_d	=	dissipierte Wellenenergie	[-]
E_t	=	transmittierte Wellenenergie	[-]
F_h	=	welleninduzierte Horizontalkraft	[N/m]
$F_{h,stat}$	=	hydrostatischer Horizontalkraft	[N/m]
F_u	=	welleninduzierter Auftrieb	[N/m]
$F_{u,max}$	=	maximale welleninduzierte Auftriebskraft	[N/m]
$F_{u,max}^*$	=	relative maximale welleninduzierte Auftriebskraft	[-]
$F_{u,stat}$	=	hydrostatischer Auftrieb	[N/m]
G	=	Gewicht des Caissons	[N/m]

G'	=	Gewicht des Caissons unter Berücksichtigung des hydrostatischen Auftriebs	[N/m]
g	=	Erdbeschleunigung	[m/s ²]
h_b	=	Höhe der Berme	[m]
h_E	=	Einbettungstiefe	[m]
h_0	=	Wassertiefe am Anfang des Wellenkanals (vor der Wellenklappe)	[m]
h_r	=	Höhe des Unterbaus	[m]
h_s	=	Wassertiefe vor dem Bauwerk	[m]
h'	=	Eintauchtiefe des monolithischen Bauwerks	[m]
Δh	=	Erhöhung des Wasserspiegels nach <i>Kamel</i>	[m]
H	=	Wellenhöhe	[m]
$H_{1/250}$	=	Mittelwert der 0,4% höchsten Wellen	[m]
$H_{1/3}$	=	signifikante Wellenhöhe	[m]
H_b	=	Höhe der brechenden Welle	[m]
H_i	=	Höhe der unbehindert einlaufenden Welle	[m]
H_{max}	=	maximale Wellenhöhe	[m]
H_{m0}	=	Wellenhöhe	[m]
H_r	=	Höhe der reflektierten Welle	[m]
H_T	=	Höhe der transmittierten Welle	[m]
H^*	=	relative Wellenhöhe	[-]
H'_0	=	äquivalente Tiefwasserwellenhöhe	[m]
I	=	hydraulischer Druckgradient	[-]
k	=	Durchlässigkeitsbeiwert nach <i>Darcy</i>	[m/s]
k_b	=	Durchlässigkeit der Berme	[-]
k_r	=	Faktor für das Verhältnis von reflektierter zu ankommender Wellenenergie	[-]

k_u	=	vom Brechertyp und den am Druckschlag beteiligten Masseanteil abhängiger Faktor	[m/s]
k'	=	Faktor für das Verhältnis von gemessener zu idealisierter Anstiegszeit	[-]
k^*	=	relative Wassertiefe	[-]
KM	=	Mason-Keulegan-Zahl	[-]
K_s	=	Shoaling-Koeffizient	[-]
l_i	=	Hebelarm der Kraft i	[m]
l_d	=	horizontale Projektion der getauchten, nicht eingebundenen Front	[m]
L	=	Wellenlänge	[m]
L_0	=	Wellenlänge im Tiefwasser	[m]
L_{pi}	=	Wellenlänge in der Wassertiefe h_s für die Peakperiode T_p	[m]
L_T	=	Länge der transmittierten Welle	[m]
m_{rel}	=	relative Bermenneigung	[-]
M_u	=	durch den welleninduzierten Auftrieb hervorgerufenen Moment	[Nm/m]
M_g	=	durch die Gewichtskraft hervorgerufenen Moment	[Nm/m]
M_h	=	durch die welleninduzierte Horizontalkraft hervorgerufenen Moment	[Nm/m]
n	=	Porosität	[-]
	=	Neigung der Caissonfront	[-]
p_0	=	Druck an der seewärtigen Bauwerkskante	[N/m ²]
p_{ui}	=	Druck an der Sohle des monolithischen Bauwerks an der Position i	[N/m ²]
$p_{u,Goda}$	=	Druck an der seewärtigen Bauwerkskante nach <i>Goda</i>	[N/m ²]
p_w	=	welleninduzierter Druck nach <i>Kamel</i>	[N/m ²]
p_1	=	horizontaler Druck auf der Höhe des RWS nach <i>Goda</i>	[N/m ²]

p_2	=	horizontaler Druck auf der Sohlhöhe des Unterbaus nach <i>Goda</i>	[N/m ²]
p_3	=	horizontaler Druck auf Sohlhöhe des Caissons nach <i>Goda</i>	[N/m ²]
P	=	Unterschreitungswahrscheinlichkeit	[-]
q	=	mittlere Überlaufmenge	[m ³ /(s·m)]
q_i	=	individuelle Überlaufmenge	[m ³ /(s·m)]
R	=	Reibungskraft	[N/m]
R_c	=	Freibord	[m]
RWS	=	Ruhewasserspiegel	
s	=	Wellensteilheit	[-]
t	=	Zeit	[s]
t_{rFu}	=	Anstiegsdauer des idealisierten Verlaufs der Kraft F_u	[s]
t_{du}	=	Gesamtwirkungsdauer des idealisierten Verlaufs der Kraft F_u	[s]
T	=	Wellenperiode	[s]
T_m	=	mittlere Wellenperiode	[s]
T_p	=	Peakperiode	[s]
u	=	Geschwindigkeit	[m/s]
Ur	=	Ursell-Parameter	[-]
v	=	Filtergeschwindigkeit nach <i>Darcy</i>	[m/s]
V_i	=	individuelles Überlaufvolumen	[m ³ /(m)]
WP (i)	=	Wellenpegel Nr. (i)	[-]
x	=	Position an der Sohle des monolithischen Bauwerks	[m]
α	=	statistischer Parameter	[-]
	=	Neigung der Bauwerksfront	[-]
α_1	=	Koeffizient nach <i>Goda</i>	[-]
α_3	=	Koeffizient nach <i>Goda</i>	[-]

α'	=	Neigungswinkel der Wand zur Lotrechten	[°]
β	=	statistischer Parameter	[-]
β_0^*	=	Koeffizient zur Berechnung der Wellenhöhe H_{\max} nach <i>Goda</i>	[-]
β_1^*	=	Koeffizient zur Berechnung der Wellenhöhe H_{\max} nach <i>Goda</i>	[-]
β_{\max}^*	=	Koeffizient zur Berechnung der Wellenhöhe H_{\max} nach <i>Goda</i>	[-]
γ	=	statistischer Parameter	[-]
γ_b	=	Korrekturfaktor für den Einfluß der Bermenbreite	[-]
η^*	=	Höhe der welleninduzierten Belastungsfläche oberhalb des RWS	[m]
ρ_w	=	Dichte des Wassers	[kg/m³]
λ_3	=	Reduktionsfaktor nach <i>Takahashi</i>	[-]
η_o	=	Kippsicherheitsbeiwert	[-]
η_s	=	Gleitsicherheitsbeiwert	[-]
μ	=	Reibungskoeffizient	[-]
ν_t	=	turbulente Viskosität	[]
ξ	=	Brecherkennzahl (<i>nach Battjes, 1974</i>)	[-]
σ	=	Standardabweichung	[-]
σ'	=	relative Standardabweichung	[-]
Θ_s	=	Sohl- bzw. Strandneigungswinkel	[°]
Θ_w	=	Wellenangriffswinkel	[°]
Π	=	Nichtlinearitäts-Parameter nach (<i>Goda, 1983</i>)	[-]

Anlage A

Übersicht der durchgeführten Experimente

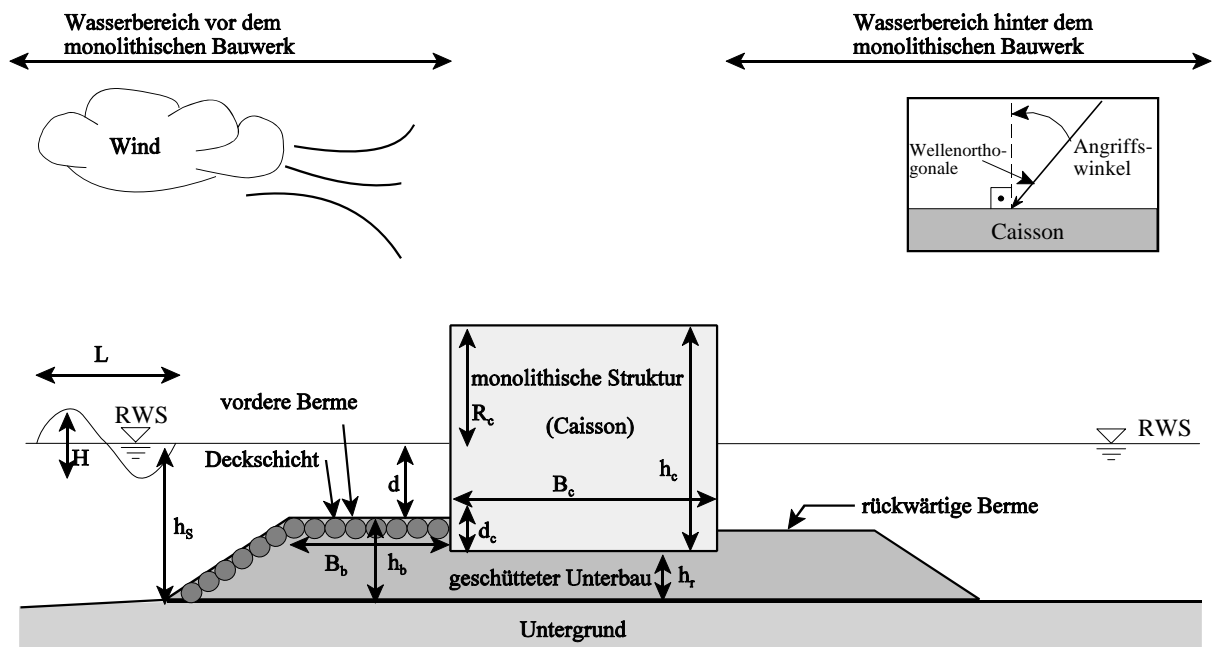
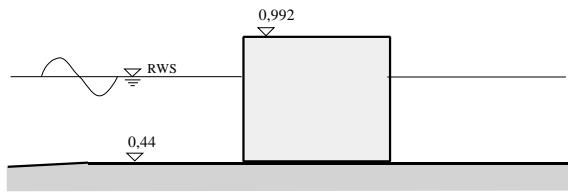
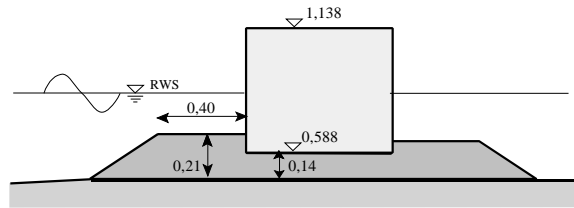


Abb. A.1: Parameterdefinitionen

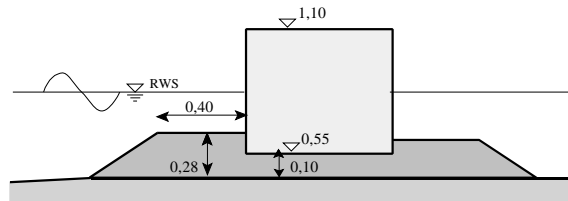
1) Bauwerk ohne Unterbau (Konfig 1)



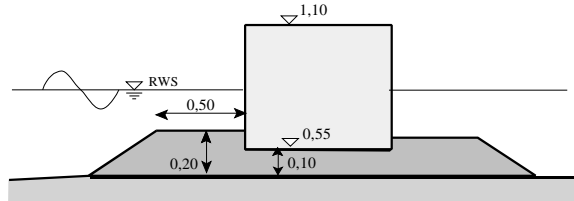
2) hoher Unterbau (Konfig 2)



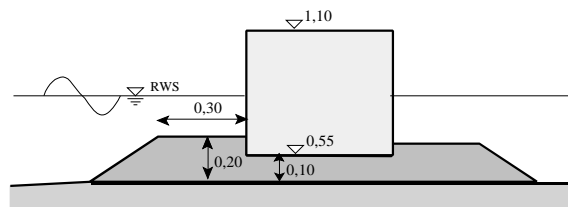
3) hohe Berme (Konfig 3)



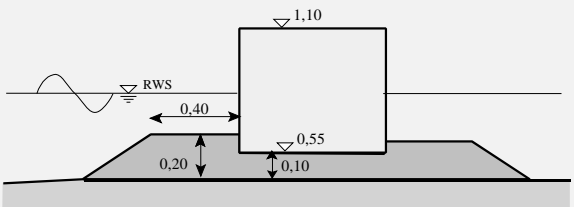
4) breite Berme (Konfig 4)



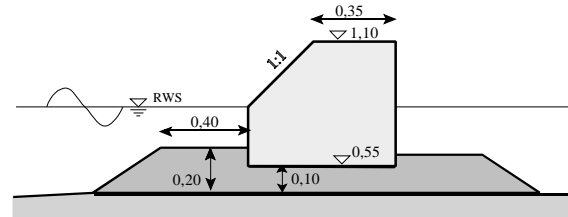
5) schmale Berme (Konfig 5)



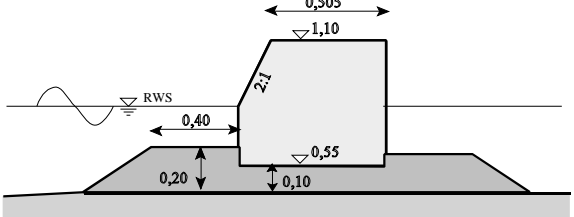
6) Standardgeometrie (Konfig 6)



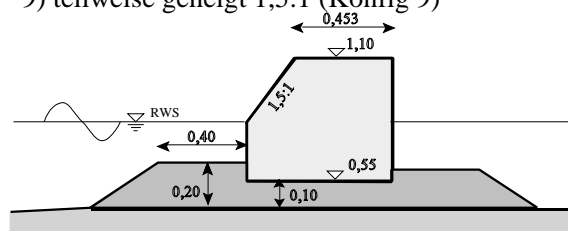
7) teilweise geneigt 1:1 (Konfig 7)



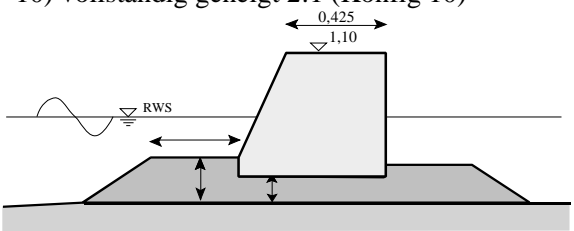
8) teilweise geneigt 2:1 (Konfig 8)



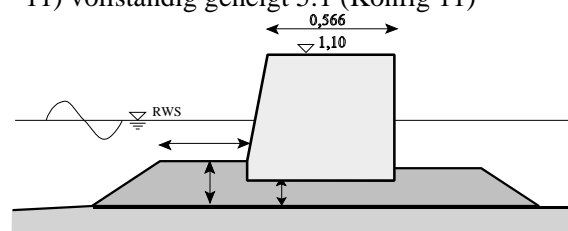
9) teilweise geneigt 1,5:1 (Konfig 9)



10) vollständig geneigt 2:1 (Konfig 10)



11) vollständig geneigt 5:1 (Konfig 11)



12) vollständig geneigt 3:1 (Konfig 12)

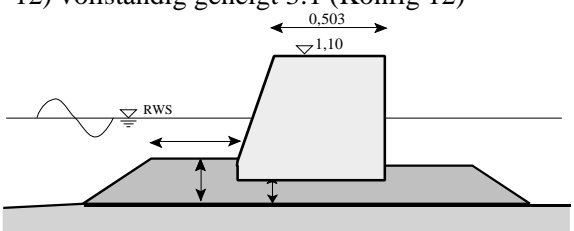


Abb. A.2: Darstellung der untersuchten Konfigurationen

Tab. A-1: Versuchsübersicht

	SWL [m]		hs = 0,32 m, h _o = 0,77 m			hs = 0,36 m, h _o = 0,81 m			hs = 0,40 m, h _o = 0,85 m		
	T [s]		2,0	2,5	3,0	2,0	2,5	3,0	2,0	2,5	3,0
Nullversuche	H [m]	0,10	18069907	18069906	18069905	16069909	16069908	16069907	15069914	15069913	15069912
		0,15	18069904	18069903	18069902	16069906	16069905	16069904	15069911	15069910	15069909
		0,20	18069901	17069916	17069915	16069903	16069902	16069901	15069908	15069907	14069907
Bauwerk o. Unterbau	H [m]	0,10	13079901	14079903	14079904	19079908/10 21079903		21079904/19079911 21079905	22079901	22079902	22079903
		0,15	13079902/15079904	13079903	13079904/15079906 15079907	20079906**	21079901	20079902	22079904	22079905	22079906
		0,20	14079901	14079902	18079901	20079904	21079902		23079901	23079902	23079903
hoher Unterbau hr=0,14m;hb=0,21m; Bb=0,40m	H [m]	0,10	03089901	03089902	03089903	05089906	05089907	06089901	09089901	09089902	09089903
		0,15	03089904 04089904/05089901	03089905	03089906	06089902	06089903	06089904	09089904	09089905	10089901
		0,20	03089907	03089908	03089909	06089905	06089906	06089907	10089902	10089903	
hohe Berme hr=0,10;hb=0,28; Bb=0,40	H [m]	0,10	20089905	20089906	20089907	19089910	19089911	19089912	18089901	18089902	18089903
		0,15	20089908	20089909	20089910	19089913	20089901	20089902	18089904	18089905	18089906
		0,20	20089911	20089912		20089903	20089904		18089907	18089908	

Kasten: oben regelm. Wellen, unten Spektrum

*) Versuch vorhanden, aber defekt

**) WP01 defekt

H→H_sT→T_p

Tab. A-1: Versuchsübersicht

	SWL [m]		hs = 0,32 m, h _o = 0,77 m			hs = 0,36 m, h _o = 0,81 m			hs = 0,40 m, h _o = 0,85 m		
	T [s]		2,0	2,5	3,0	2,0	2,5	3,0	2,0	2,5	3,0
lange Berme hr=0,1;hb=0,2; Bb=0,5	H [m]	0,10	26089910	26089911	27089901/ 21(?)	26089902	26089903	26089904	24089901	24089902	24089903
		0,15	27089902	27089903	27089904/10 27089911	26089905	26089906	26089907	24089904	24089905	24089906
		0,20	27089905		27089906	26089908	26089909		24089907	24089908	
kurze Berme; hr=0,10;hb=0,20; Bb=0,30	H [m]	0,10	02099909	02099910	03099901	01099906	01099907	01099908	31089901	31089902	31089903
		0,15	03099902	03099903	03099904	01099909	01099910	02099901	31089904	31089905	31089906
		0,20	03099905	03099906		02099902	02099903		31089907	31089908	
Standard Berme; br=0,10;hb=0,20; Bb=0,40	H [m]	0,10	10099904	10099905	10099906	08099909	08099910	08099911	07099901	07099902	07099903
		0,15	10099907	10099908	11099901	09099901	09099902	09099903	07099904	07099905	07099906
		0,20	11099902	11099903/11099911 *		09099904	09099905		07099907	07099908	
teilw. geneigt 1:1	H [m]	0,10				16099901	16099902	17099901			
		0,15				17099902	17099903	17099904			
		0,20				17099905	17099906				

in Kasten: oben regelm. Wellen, unten Spektrum

*) WP 13 nicht auswertbar

 $H \rightarrow H_s$ T

Tab. A-1: Versuchsübersicht

	SWL [m]		hs = 0,32 m, h _o = 0,77 m			hs = 0,36 m, h _o = 0,81 m			hs = 0,40 m, h _o = 0,85 m		
	T [s]		2,0	2,5	3,0	2,0	2,5	3,0	2,0	2,5	3,0
teilw. geneigt 2:1	H [m]	0,10				22099901	22099902	22099903			
		0,15				22099904	22099905	22099906			
		0,20				22099907	22099908				
teilw. geneigt 1,5:1	H [m]	0,10				28099901	28099902	28099903			
		0,15				28099904	28099905	28099906			
		0,20				28099907	28099908				
vollst. geneigt 2:1	H [m]	0,10	06109909	06109910	06109911 _(T)	05109907	05109908	05109909	04109901	04109902	04109903
		0,15	06109912	07109901	07109902	05109910	05109911	06109901	04109905	04109906	04109907
		0,20	07109903	07109904		06109902	06109903		05109901	05109902	
vollst. geneigt 5:1	H [m]	0,10	14109901	14109902*	14109903*	13109901	13109902	13109903	12109901	12109902	12109903
		0,15	14109904	14109905	14109906	13109904	13109905	13109906	12109904	12109905	12109906
		0,20	14109907	14109908		13109907	13109908		12109907	12109908	

in Kasten: oben regelm. Wellen, unten Spektrum

*) Kanal 2 teilw. seltsam

(T) T prüfen

H→H_s

T

Tab. A-1: Versuchsübersicht

	SWL [m]		hs = 0,32 m, h _o = 0,77 m			hs = 0,36 m, h _o = 0,81 m			hs = 0,40 m, h _o = 0,85 m		
	T [s]		2,0	2,5	3,0	2,0	2,5	3,0	2,0	2,5	3,0
vollst. geneigt 3:1	H [m]	0,10	21109906	21109907	21109908	20109904	20109905	20109906	19109901	19109902	19109903
		0,15	21109909	21109910	21109911	20109907	20109903	20109908	19109904	19109905	19109906
		0,20	21109912	22109901	22109907	20109909	20109910		19109907	19109908	
	H [m]	0,10									
		0,15									
		0,20									
	H [m]	0,10									
		0,15									
		0,20									
	H [m]	0,10									
		0,15									
		0,20									

in Kasten: oben regelm. Wellen, unten Spektrum

*) T = 3,0 s ?

H→H_s T

Anlage B

Ausgewählte Messergebnisse

Konfiguration 1

Caisson ohne Unterbau

Kronenhöhe: 0.99m

Anlage B.1

regelmäßige Wellen

Versuch	Hg [m]	Tg [m]	Hm [m]	Tm [s]	d [m]	q [l/s/m]	Brechertyp	Kr(t)	Kr(f)
13079901	0,100	2,000	0,092	2,000	0,770	-100,000	1,000	0,982	0,982
13079903	0,150	2,500	-100,000	-100,000	0,770	1,115	1,000	-100,000	-100,000
13079904	0,150	3,000	-100,000	-100,000	0,770	3,345	1,000	-100,000	-100,000
14079901	0,200	2,000	0,176	2,008	0,770	1,629	1,000	0,927	0,983
14079902	0,200	2,500	0,200	2,482	0,770	4,022	1,000	0,726	0,790
14079903	0,100	2,500	0,103	2,502	0,770	-100,000	1,000	0,927	0,949
14079904	0,100	3,000	0,104	2,983	0,770	-100,000	1,000	0,937	0,977
19079908	0,100	2,000	0,095	2,001	0,810	-100,000	1,000	0,990	0,997
19079911	0,100	3,000	-100,000	-100,000	0,810	-100,000	1,000	-100,000	-100,000
20079902	0,150	3,000	0,165	2,958	0,810	4,972	1,000	0,809	0,774
20079904	0,200	2,000	0,175	2,012	0,810	4,238	1,000	0,902	0,924
20079906	0,150	2,000	0,133	2,003	0,810	-100,000	1,000	0,962	0,959
21079901	0,150	2,500	0,159	2,505	0,810	1,879	1,000	0,871	0,913
21079902	0,200	2,500	0,228	2,521	0,810	5,922	1,000	0,737	0,773
22079901	0,100	2,000	0,093	2,001	0,850	-100,000	1,000	0,958	0,958
22079902	0,100	2,500	0,111	2,499	0,850	-100,000	1,000	0,925	0,948
22079903	0,100	3,000	0,112	2,982	0,850	0,529	1,000	0,912	0,908
22079904	0,150	2,000	0,134	2,003	0,850	1,954	1,000	0,918	0,932
22079905	0,150	2,500	0,159	2,500	0,850	3,498	1,000	0,847	0,850

Konfiguration 1

Caisson ohne Unterbau

Kronenhöhe: 0.99m

Anlage B.1

regelmäßige Wellen

Versuch	Hg [m]	Tg [m]	Hm [m]	Tm [s]	d [m]	q [l/s/m]	Brechertyp	Kr(t)	Kr(f)
22079906	0,150	3,000	0,159	2,968	0,850	6,364	1,000	0,831	0,787
23079901	0,200	2,000	0,176	2,050	0,850	7,755	1,000	0,897	0,877
23079902	0,200	2,500	0,200	2,564	0,850	9,653	1,000	0,777	0,761
23079903	0,200	3,000	0,189	2,965	0,850	13,812	1,000	0,837	0,742
23079999	0,500	5,000	-100,000	-100,000	0,990	-100,000	1,000	-100,000	-100,000

Hg [m]	generierte Wellenhöhe
Tg	generierte Wellenperiode
Hm	mittlere Wellenhöhe
Tm	mittlere Wellenperiode
d	Wassertiefe am Caissonfuß
q	mittlere Wellenüberlaufrate
Kr(f)	Reflexionskoeffizient aus der Analyse im Zeitbereich
Kr(t)	Reflexionskoeffizient aus der Analyse im Frequenzbereich

Konfiguration 2

Caisson mit hohem Unterbau

Kronenhöhe: 0.99m

Anlage B.2

regelmäßige Wellen

Versuch	Hg [m]	Tg [m]	Hm [m]	Tm [s]	d [m]	q [l/s/m]	Brechertyp	Kr(t)	Kr(f)
3089901	0,100	2,000	0,095	2,000	0,770	-100,000	-99,999	0,401	0,561
3089902	0,100	2,500	0,101	2,497	0,770	-100,000	-99,999	0,537	0,631
3089903	0,100	3,000	0,106	3,000	0,770	-100,000	3,000	0,603	0,665
3089904	0,150	2,000	0,152	2,001	0,770	-100,000	-99,999	0,411	0,516
3089905	0,150	2,500	0,164	2,497	0,770	0,027	3,000	0,567	0,618
3089906	0,150	3,000	0,149	3,004	0,770	0,626	2,000	0,648	0,656
3089907	0,200	2,000	0,181	2,008	0,770	0,192	2,000	0,457	0,534
3089908	0,200	2,500	0,191	2,495	0,770	1,206	4,000	0,604	0,637
3089909	0,200	3,000	0,175	2,946	0,770	0,849	2,000	0,653	0,626
5089906	0,100	2,000	0,099	2,000	0,810	-100,000	1,000	0,638	0,790
5089907	0,100	2,500	0,101	2,498	0,810	-100,000	1,000	0,678	0,776
6089901	0,100	3,000	0,111	3,007	0,810	-100,000	1,000	0,734	0,796
6089902	0,150	2,000	0,160	1,996	0,810	0,161	2,000	0,476	0,533
6089903	0,150	2,500	0,158	2,496	0,810	0,015	2,000	0,589	0,617
6089904	0,150	3,000	0,153	3,003	0,810	0,521	3,000	0,748	0,798
6089905	0,200	2,000	0,196	2,005	0,810	0,401	2,000	0,470	0,469
6089906	0,200	2,500	0,180	2,510	0,810	1,045	2,000	0,572	0,623
6089907	0,200	3,000	0,169	2,992	0,810	-100,000	3,000	0,697	0,642
9089901	0,100	2,000	0,089	1,999	0,850	-100,000	1,000	0,786	0,945

Konfiguration 2

Caisson mit hohem Unterbau

Kronenhöhe: 0.99m

Anlage B.2

regelmäßige Wellen

Versuch	Hg [m]	Tg [m]	Hm [m]	Tm [s]	d [m]	q [l/s/m]	Brechertyp	Kr(t)	Kr(f)
9089902	0,100	2,500	0,103	2,541	0,850	-100,000	1,000	0,776	0,843
9089903	0,100	3,000	0,103	2,984	0,850	-100,000	1,000	0,800	0,841
9089904	0,150	2,000	0,146	2,003	0,850	-100,000	1,000	0,594	0,623
9089905	0,150	2,500	0,139	2,509	0,850	-100,000	1,000	0,630	0,648
10089901	0,150	3,000	0,149	2,996	0,850	0,764	1,000	0,799	0,748
10089902	0,200	2,000	0,199	2,058	0,850	0,651	2,000	0,509	0,519
10089903	0,200	2,500	0,176	2,503	0,850	1,452	-99,999	0,745	0,821

Konfiguration 3

Caisson mit hoher Berme

Kronenhöhe: 0.99m

Anlage B.3

regelmäßige Wellen

Versuch	Hg [m]	Tg [m]	Hm [m]	Tm [s]	d [m]	q [l/s/m]	Brechertyp	Kr(t)	Kr(f)
18089901	0,100	2,000	0,118	2,000	0,850	0,093	1,000	0,647	0,631
18089902	0,100	2,500	0,106	2,502	0,850	-100,000	1,000	0,648	0,737
18089903	0,100	3,000	0,109	2,999	0,850	-100,000	1,000	0,756	0,862
18089904	0,150	2,000	0,188	2,000	0,850	0,161	2,000	0,540	0,568
18089905	0,150	2,500	0,169	2,505	0,850	0,232	2,000	0,630	0,671
18089906	0,150	3,000	0,156	2,977	0,850	0,957	2,000	0,746	0,799
18089907	0,200	2,000	0,234	2,035	0,850	0,354	2,000	0,578	0,606
18089908	0,200	2,500	0,214	2,546	0,850	1,721	4,000	0,668	0,707
19089910	0,100	2,000	0,111	2,000	0,810	-100,000	2,000	0,461	0,616
19089911	0,100	2,500	0,116	2,499	0,810	-100,000	4,000	0,561	0,607
19089912	0,100	3,000	0,116	3,012	0,810	-100,000	3,000	0,624	0,702
19089913	0,150	2,000	0,187	2,004	0,810	-100,000	1,000	0,503	0,576
20089901	0,150	2,500	0,176	2,509	0,810	0,070	1,000	0,625	0,701
20089902	0,150	3,000	0,161	3,006	0,810	0,406	4,000	0,697	0,709
20089903	0,200	2,000	0,231	2,009	0,810	0,208	4,000	0,561	0,625
20089904	0,200	2,500	0,227	2,505	0,810	0,933	4,000	0,676	0,701
20089905	0,100	2,000	0,118	2,000	0,770	-100,000	4,000	0,419	0,387
20089906	0,100	2,500	0,125	2,499	0,770	-100,000	4,000	0,508	0,549
20089907	0,100	3,000	0,114	3,004	0,770	-100,000	4,000	0,573	0,624

Konfiguration 3

Caisson mit hoher Berme

Kronenhöhe: 0.99m

Anlage B.3

regelmäßige Wellen

Versuch	Hg [m]	Tg [m]	Hm [m]	Tm [s]	d [m]	q [l/s/m]	Brechertyp	Kr(t)	Kr(f)
20089908	0,150	2,000	0,177	1,993	0,770	-100,000	4,000	0,452	0,509
20089909	0,150	2,500	0,179	2,501	0,770	0,175	3,000	0,618	0,663
20089910	0,150	3,000	0,164	3,006	0,770	0,492	4,000	0,624	0,622
20089911	0,200	2,000	0,215	2,005	0,770	0,279	4,000	0,521	0,510
20089912	0,200	2,500	0,217	2,494	0,770	0,572	3,000	0,650	0,645

Konfiguration 4

Caisson mit langer Berme

Kronenhöhe: 0.99m

Anlage B.4

regelmäßige Wellen

Versuch	Hg [m]	Tg [m]	Hm [m]	Tm [s]	d [m]	q [l/s/m]	Brechertyp	Kr(t)	Kr(f)
24089901	0,100	2,000	0,120	2,000	0,850	-100,000	1,000	0,910	0,918
24089902	0,100	2,500	0,109	2,505	0,850	-100,000	1,000	0,820	0,917
24089903	0,100	3,000	0,116	3,003	0,850	-100,000	1,000	0,846	0,940
24089904	0,150	2,000	0,188	2,002	0,850	0,346	1,000	0,725	0,735
24089905	0,150	2,500	0,163	2,497	0,850	0,643	1,000	0,688	0,716
24089906	0,150	3,000	0,160	2,980	0,850	1,006	1,000	0,861	0,933
24089907	0,200	2,000	0,232	2,041	0,850	0,840	3,000	0,640	0,014
24089908	0,200	2,500	0,217	2,527	0,850	2,502	3,000	0,656	0,669
26089902	0,100	2,000	0,128	2,002	0,810	-100,000	1,000	0,771	0,602
26089903	0,100	2,500	0,110	2,506	0,810	-100,000	1,000	0,749	0,861
26089904	0,100	3,000	0,120	3,011	0,810	-100,000	1,000	0,771	0,854
26089905	0,150	2,000	0,197	2,005	0,810	0,099	2,000	0,593	0,614
26089906	0,150	2,500	0,169	2,511	0,810	0,106	2,000	0,609	0,638
26089907	0,150	3,000	0,169	2,999	0,810	0,821	1,000	0,790	0,826
26089908	0,200	2,000	0,247	2,005	0,810	0,416	3,000	0,591	0,602
26089909	0,200	2,500	0,216	2,528	0,810	1,030	3,000	0,606	0,650
26089910	0,100	2,000	0,123	2,001	0,770	-100,000	1,000	0,584	0,518
26089911	0,100	2,500	0,116	2,494	0,770	-100,000	1,000	0,584	0,644
27089901	0,100	3,000	99,999	99,999	0,770	-100,000	1,000	99,999	99,999

Konfiguration 4

Caisson mit langer Berme

Kronenhöhe: 0.99m

Anlage B.4

regelmäßige Wellen

Versuch	Hg [m]	Tg [m]	Hm [m]	Tm [s]	d [m]	q [l/s/m]	Brechertyp	Kr(t)	Kr(f)
27089902	0,150	2,000	0,205	2,020	0,770	0,044	3,000	0,492	0,379
27089903	0,150	2,500	0,175	2,490	0,770	-100,000	3,000	0,546	0,607
27089904	0,150	3,000	0,170	3,006	0,770	0,592	3,000	0,666	0,668
27089905	0,200	2,000	0,247	2,028	0,770	0,051	4,000	0,558	0,397
27089906	0,200	3,000	0,153	2,746	0,770	1,238	4,000	0,773	0,792

Konfiguration 5

Caisson mit kurzer Berme

Kronenhöhe: 0.99m

Anlage B.5

regelmäßige Wellen

Versuch	Hg [m]	Tg [m]	Hm [m]	Tm [s]	d [m]	q [l/s/m]	Brechertyp	Kr(t)	Kr(f)
31089901	0,100	2,000	0,104	1,997	0,850	-100,000	1,000	0,927	0,932
31089902	0,100	2,500	0,113	2,482	0,850	-100,000	1,000	0,883	0,952
31089903	0,100	3,000	0,115	2,999	0,850	-100,000	1,000	0,910	0,983
31089904	0,150	2,000	0,167	2,005	0,850	-100,000	1,000	0,875	0,898
31089905	0,150	2,500	0,165	2,504	0,850	1,006	1,000	0,841	0,907
31089906	0,150	3,000	0,174	2,952	0,850	1,528	1,000	0,739	0,774
31089907	0,200	2,000	0,197	2,009	0,850	1,662	1,000	0,737	0,783
31089908	0,200	3,000	0,230	2,521	0,850	3,558	1,000	0,641	0,664
1099906	0,100	2,000	0,106	2,003	0,810	-100,000	1,000	0,914	0,928
1099907	0,100	2,500	0,106	2,493	0,810	-100,000	1,000	0,880	0,961
1099908	0,100	3,000	0,113	2,996	0,810	-100,000	1,000	0,874	0,928
1099909	0,150	2,000	0,171	2,002	0,810	-100,000	1,000	0,776	0,791
1099910	0,150	2,500	0,159	2,511	0,810	-100,000	1,000	0,794	0,858
2099901	0,150	3,000	0,163	2,986	0,810	1,024	1,000	0,894	0,872
2099902	0,200	2,000	0,219	2,007	0,810	0,489	1,000	0,733	0,728
2099903	0,200	3,000	0,216	2,461	0,810	1,598	3,000	0,636	0,647
2099909	0,100	2,000	0,118	1,998	0,770	-100,000	1,000	0,814	0,836
2099910	0,100	2,500	0,109	2,499	0,770	-100,000	1,000	0,806	0,850
3099901	0,100	3,000	0,113	3,001	0,770	-100,000	1,000	0,804	0,848

Konfiguration 5

Caisson mit kurzer Berme

Kronenhöhe: 0.99m

Anlage B.5

regelmäßige Wellen

Versuch	Hg [m]	Tg [m]	Hm [m]	Tm [s]	d [m]	q [l/s/m]	Brechertyp	Kr(t)	Kr(f)
3099902	0,150	2,000	0,187	2,002	0,770	0,018	3,000	0,685	-0,512
3099903	0,150	2,500	0,161	2,507	0,770	-100,000	1,000	0,752	0,779
3099904	0,150	3,000	0,162	3,008	0,770	0,826	1,000	0,855	0,827
3099905	0,200	2,000	0,228	2,005	0,770	0,249	2,000	0,858	0,583
3099906	0,200	3,000	0,209	2,498	0,770	1,383	2,000	0,602	0,556

Konfiguration 6

Standardgeometrie

Kronenhöhe: 0.99m

Anlage B.6

regelmäßige Wellen

Versuch	Hg [m]	Tg [m]	Hm [m]	Tm [s]	d [m]	q [l/s/m]	Brechertyp	Kr(t)	Kr(f)
7099901	0,100	2,000	0,109	1,998	0,850	-100,000	1,000	0,907	0,878
7099902	0,100	2,500	0,109	2,505	0,850	-100,000	1,000	0,899	1,039
7099903	0,100	3,000	0,111	2,998	0,850	-100,000	1,000	0,888	0,934
7099904	0,150	2,000	0,175	2,002	0,850	-100,000	1,000	0,843	0,836
7099905	0,150	2,500	0,159	2,509	0,850	0,029	1,000	0,819	0,927
7099906	0,150	3,000	0,156	2,992	0,850	1,266	1,000	0,889	0,926
7099907	0,200	2,000	0,236	2,002	0,850	1,568	3,000	0,761	0,770
7099908	0,200	2,500	0,207	2,501	0,850	2,864	1,000	0,743	0,798
8099909	0,100	2,000	0,104	2,005	0,810	-100,000	1,000	0,885	0,933
8099910	0,100	2,500	0,104	2,500	0,810	-100,000	1,000	0,867	1,028
8099911	0,100	3,000	0,108	3,003	0,810	-100,000	1,000	0,842	0,880
9099901	0,150	2,000	0,183	2,002	0,810	0,063	1,000	0,721	0,727
9099902	0,150	2,500	0,155	2,503	0,810	-100,000	1,000	0,739	0,826
9099903	0,150	3,000	0,156	3,001	0,810	0,985	1,000	0,847	0,863
9099904	0,200	2,000	0,232	2,024	0,810	0,534	2,000	0,678	0,679
9099905	0,200	2,500	0,201	2,500	0,810	1,883	3,000	0,720	0,738
10099904	0,100	2,000	0,104	2,002	0,770	-100,000	1,000	0,697	0,825
10099905	0,100	2,500	0,108	2,500	0,770	-100,000	1,000	0,772	0,901
10099906	0,100	3,000	0,112	3,014	0,770	-100,000	1,000	0,767	0,800

Konfiguration 6

Standardgeometrie

Kronenhöhe: 0.99m

Anlage B.6

regelmäßige Wellen

Versuch	Hg [m]	Tg [m]	Hm [m]	Tm [s]	d [m]	q [l/s/m]	Brechertyp	Kr(t)	Kr(f)
10099907	0,150	2,000	0,174	2,000	0,770	0,064	3,000	0,615	0,648
10099908	0,150	2,500	0,156	2,505	0,770	-100,000	2,000	0,716	0,779
11099901	0,150	3,000	0,158	3,004	0,770	1,021	1,000	0,789	0,766
11099902	0,200	2,000	0,224	2,007	0,770	0,096	2,000	0,661	0,695
11099903	0,200	2,500	0,118	2,481	0,770	1,029	2,000	0,798	0,642

Konfiguration 7

Caisson mit teilweise 1:1 geneigter Front

Kronenhöhe: 0.99m

Anlage B.7

regelmäßige Wellen

Versuch	Hg [m]	Tg [m]	Hm [m]	Tm [s]	d [m]	q [l/s/m]	Brechertyp	Kr(t)	Kr(f)
16099901	0,100	2,000	0,110	1,999	0,810	-100,000	1,000	0,728	0,823
16099902	0,100	2,500	0,114	2,499	0,810	-100,000	1,000	0,859	0,851
17099901	0,100	3,000	0,123	2,998	0,810	-100,000	1,000	0,823	0,863
17099902	0,150	2,000	0,169	2,001	0,810	0,215	2,000	0,679	0,739
17099903	0,150	2,500	0,147	2,500	0,810	0,389	2,000	0,845	0,876
17099904	0,150	3,000	0,168	3,030	0,810	2,744	1,000	0,766	0,716
17099905	0,200	2,000	0,237	2,005	0,810	3,465	2,000	0,638	0,640
17099906	0,200	2,500	0,190	2,483	0,810	6,998	1,000	0,719	0,722

Konfiguration 8

Caisson mit teilweise 2:1 geneigter Front

Kronenhöhe: 0.99m

Anlage B.8

regelmäßige Wellen

Versuch	Hg [m]	Tg [m]	Hm [m]	Tm [s]	d [m]	q [l/s/m]	Brechertyp	Kr(t)	Kr(f)
22099901	0,100	2,500	0,100	2,003	0,810	-100,000	1,000	0,789	0,966
22099902	0,100	2,500	0,113	2,499	0,810	-100,000	1,000	0,835	0,848
22099903	0,100	3,000	0,119	2,997	0,810	-100,000	1,000	0,839	0,908
22099904	0,150	2,000	0,171	2,003	0,810	0,203	1,000	0,672	0,701
22099905	0,150	2,500	0,157	2,494	0,810	0,075	1,000	0,766	0,803
22099906	0,150	3,000	0,167	2,993	0,810	1,930	1,000	0,765	0,742
22099907	0,200	2,000	0,203	2,005	0,810	0,966	2,000	0,616	0,660
22099908	0,200	2,500	0,194	2,499	0,810	4,601	2,000	0,737	0,784

Konfiguration 9

Caisson mit teilweise 1,5:1 geneigter Front

Kronenhöhe: 0.99m

Anlage B.9

regelmäßige Wellen

28099901	0,100	2,000	0,099	2,001	0,810	-100,000	1,000	0,802	0,923
28099902	0,100	2,500	0,104	2,499	0,810	-100,000	1,000	0,863	0,818
28099903	0,100	3,000	0,121	3,005	0,810	-100,000	1,000	0,843	0,890
28099904	0,150	2,000	0,152	1,994	0,810	-100,000	2,000	0,751	0,844
28099905	0,150	2,500	0,143	2495,000	0,810	0,209	1,000	0,801	0,840
28099906	0,150	3,000	0,154	3,043	0,810	2,056	1,000	0,770	0,710
28099907	0,200	2,000	0,193	2,006	0,810	2,120	3,000	0,672	0,718
28099908	0,200	2,500	0,168	2,487	0,810	5,371	3,000	0,738	0,786

Konfiguration 10

Caisson mit vollständig 2:1 geneigter Front

Kronenhöhe: 0.99m

Anlage B.10

regelmäßige Wellen

Versuch	Hg [m]	Tg [m]	Hm [m]	Tm [s]	d [m]	q [l/s/m]	Brechertyp	Kr(t)	Kr(f)
4109901	0,100	2,000	0,104	1,997	0,850	-100,000	1,000	0,805	0,869
4109902	0,100	2,500	0,113	2,503	0,850	-100,000	1,000	0,873	0,946
4109903	0,100	3,000	0,121	2,995	0,850	-100,000	1,000	0,857	0,903
4109905	0,150	2,000	0,166	2,005	0,850	0,591	1,000	0,765	0,909
4109906	0,150	2,500	0,165	2,506	0,850	0,192	1,000	0,806	0,885
4109907	0,150	3,000	0,177	2,983	0,850	3,287	1,000	0,772	0,706
5109901	0,200	2,000	0,231	2,004	0,850	3,443	2,000	0,645	0,720
5109902	0,200	2,500	0,201	2,550	0,850	3,979	1,000	0,802	0,821
5109907	0,100	2,000	0,112	2,004	0,810	-100,000	1,000	0,813	1,001
5109908	0,100	2,500	0,115	2,502	0,810	-100,000	1,000	0,869	0,958
5109909	0,100	3,000	0,125	2,996	0,810	-100,000	1,000	0,827	0,896
5109910	0,150	2,000	0,161	2,000	0,810	0,681	2,000	0,712	0,911
5109911	0,150	2,500	0,175	2,491	0,810	0,037	1,000	0,748	0,802
6109901	0,150	3,000	0,180	2,999	0,810	2,137	1,000	0,741	0,737
6109902	0,200	2,000	0,234	2,005	0,810	1,918	2,000	0,603	0,710
6109903	0,200	2,500	0,212	2,493	0,810	4,457	2,000	0,692	0,733
6109909	0,100	2,000	0,124	2,001	0,770	-100,000	1,000	0,724	0,931
6109910	0,100	2,500	0,122	2,491	0,770	-100,000	1,000	0,766	0,837
6109911	0,100	3,000	0,128	3,006	0,770	-100,000	1,000	0,764	0,843

Konfiguration 10

Caisson mit vollständig 2:1 geneigter Front

Kronenhöhe: 0.99m

Anlage B.10

regelmäßige Wellen

Versuch	Hg [m]	Tg [m]	Hm [m]	Tm [s]	d [m]	q [l/s/m]	Brechertyp	Kr(t)	Kr(f)
6109912	0,150	2,000	0,193	1,999	0,770	0,552	2,000	0,609	0,764
7109901	0,150	2,500	0,168	2,488	0,770	0,230	1,000	0,679	0,707
7109902	0,150	3,000	0,163	2,989	0,770	2,200	1,000	0,676	0,674
7109903	0,200	2,000	0,301	1,998	0,770	2,094	1,000	0,674	0,728
7109904	0,200	2,500	0,190	2,480	0,770	4,837	1,000	0,587	0,626

Konfiguration 11

Caisson mit vollständig 5:1 geneigter Front

Kronenhöhe: 0.99m

Anlage B.11

regelmäßige Wellen

Versuch	Hg [m]	Tg [m]	Hm [m]	Tm [s]	d [m]	q [l/s/m]	Brechertyp	Kr(t)	Kr(f)
12109901	0,100	2,000	0,097	2,001	0,850	-100,000	1,000	0,828	0,929
12109902	0,100	2,500	0,102	2,502	0,850	-100,000	1,000	0,855	0,970
12109903	0,100	3,000	0,112	2,998	0,850	-100,000	1,000	0,863	0,909
12109904	0,150	2,000	0,154	2,003	0,850	0,320	1,000	0,716	0,762
12109905	0,150	2,500	0,150	2,505	0,850	0,124	1,000	0,755	0,825
12109906	0,150	3,000	0,161	2,992	0,850	1,981	1,000	0,811	0,784
12109907	0,200	2,000	0,203	2,007	0,850	1,873	3,000	0,599	0,651
12109908	0,200	2,500	0,209	2,506	0,850	4,677	3,000	0,652	0,693
13109901	0,100	2,000	0,096	2,001	0,810	-100,000	1,000	0,778	1,030
13109902	0,100	2,500	0,106	2,500	0,810	-100,000	1,000	0,798	0,904
13109903	0,100	3,000	0,116	2,997	0,810	-100,000	1,000	0,813	0,869
13109904	0,150	2,000	0,145	2,005	0,810	0,500	3,000	0,586	0,701
13109905	0,150	2,500	0,155	2,504	0,810	0,013	3,000	0,685	0,726
13109906	0,150	3,000	0,163	3,005	0,810	1,138	1,000	0,776	0,777
13109907	0,200	2,000	0,201	2,006	0,810	1,489	2,000	0,537	0,620
13109908	0,200	2,500	0,202	2,500	0,810	1,758	2,000	0,655	0,709
14109901	0,100	2,000	0,110	1,999	0,770	-100,000	1,000	0,677	0,914
14109902	0,100	2,500	0,110	2,486	0,770	-100,000	1,000	0,706	0,803
14109903	0,100	3,000	0,108	2,999	0,770	-100,000	1,000	0,754	0,820

Konfiguration 11

Caisson mit vollständig 5:1 geneigter Front

Kronenhöhe: 0.99m

Anlage B.11

regelmäßige Wellen

Versuch	Hg [m]	Tg [m]	Hm [m]	Tm [s]	d [m]	q [l/s/m]	Brechertyp	Kr(t)	Kr(f)
14109904	0,150	2,000	0,152	1,997	0,770	0,472	2,000	0,490	0,649
14109905	0,150	2,500	0,174	2,486	0,770	0,033	2,000	0,694	0,734
14109906	0,150	3,000	0,170	2,954	0,770	1,651	2,000	0,655	0,632
14109907	0,200	2,000	0,210	2,001	0,770	0,709	2,000	0,537	0,585
14109908	0,200	2,500	0,209	2,483	0,770	3,771	2,000	0,666	0,699

Konfiguration 12

Caisson mit vollständig 3:1 geneigter Front

Kronenhöhe: 0.99m

Anlage B.12

regelmäßige Wellen

Versuch	Hg [m]	Tg [m]	Hm [m]	Tm [s]	d [m]	q [l/s/m]	Brechertyp	Kr(t)	Kr(f)
19109901	0,100	2,000	0,094	1,996	0,850	-100,000	1,000	0,824	0,959
19109902	0,100	2,500	0,101	2,503	0,850	-100,000	1,000	0,850	0,931
19109903	0,100	3,000	0,109	2,999	0,850	-100,000	1,000	0,853	0,881
19109904	0,150	2,000	0,139	1,999	0,850	0,092	1,000	0,726	0,867
19109905	0,150	2,500	0,143	2,504	0,850	0,033	1,000	0,760	0,818
19109906	0,150	3,000	0,160	2,992	0,850	2,910	1,000	0,765	0,719
19109907	0,200	2,000	0,193	2,008	0,850	2,454	3,000	0,610	0,717
19109908	0,200	2,500	0,214	2,494	0,850	5,150	2,000	0,643	0,666
20109903	0,150	2,500	0,156	2,498	0,810	-100,000	2,000	0,690	0,736
20109904	0,100	2,000	0,097	2,001	0,810	-100,000	1,000	0,819	1,100
20109905	0,100	2,500	0,107	2,499	0,810	-100,000	1,000	0,803	0,872
20109906	0,100	3,000	0,117	2,997	0,810	-100,000	1,000	0,811	0,866
20109907	0,150	2,000	0,142	2,004	0,810	0,409	2,000	0,614	0,795
20109908	0,150	3,000	0,166	2,977	0,810	1,534	1,000	0,745	0,704
20109909	0,200	2,000	0,200	2,005	0,810	1,619	2,000	0,543	0,686
20109910	0,200	2,500	0,210	2,500	0,810	1,992	2,000	0,662	0,729
21109906	0,100	2,000	0,114	1,998	0,770	-100,000	1,000	0,646	0,780
21109907	0,100	2,500	0,123	2,498	0,770	-100,000	1,000	0,765	0,834
21109908	0,100	3,000	0,127	3,012	0,770	-100,000	1,000	0,786	0,903

Konfiguration 12

Caisson mit vollständig 3:1 geneigter Front

Kronenhöhe: 0.99m

Anlage B.12

regelmäßige Wellen

Versuch	Hg [m]	Tg [m]	Hm [m]	Tm [s]	d [m]	q [l/s/m]	Brechertyp	Kr(t)	Kr(f)
21109909	0,150	2,000	0,177	1,999	0,770	0,297	2,000	0,583	0,626
21109910	0,150	2,500	0,186	2,497	0,770	0,059	2,000	0,713	0,767
21109911	0,150	3,000	0,176	2,992	0,770	1,461	2,000	0,754	0,809
21109912	0,200	2,000	0,214	2,009	0,770	0,701	2,000	0,601	0,669
22109901	0,200	2,500	0,220	2,492	0,770	2,887	2,000	0,675	0,747

Konfiguration 1

Caisson ohne Unterbau

Kronenhöhe: 0.99m

Anlage B.13

Wellenspektren

Versuch	d [m]	Hg [m]	Tg [m]	Hm [m]	Hs [m]	Hm0 [m]	Tm [s]	Tp [s]	q [l/s/m]	Brechertyp	Kr(t)	Kr(f)
13079902	0,770	0,150	2,000	0,000	0,000	0,000	2,123	1,866	0,180	1,000	0,967	0,990
15079901	0,770	0,100	2,000	0,059	0,090	0,087	2,102	2,001	-99,999	1,000	0,981	1,072
15079902	0,770	0,100	2,500	0,064	0,094	0,096	2,492	2,783	-99,999	1,000	0,934	0,969
15079903	0,770	0,100	3,000	0,067	0,093	0,093	3,004	3,003	0,013	1,000	0,940	1,036
15079904	0,770	0,150	2,000	0,092	0,130	0,123	2,024	1,877	0,169	1,000	0,981	0,951
15079907	0,770	0,150	3,000	0,101	0,129	0,127	2,655	3,003	0,481	1,000	0,912	0,917
15079908	0,770	0,200	2,000	0,118	0,168	0,148	2,256	1,877	0,670	1,000	0,902	0,810
15079909	0,770	0,200	2,500	0,116	0,160	0,153	2,368	2,501	1,160	1,000	0,887	0,903
18079901	0,770	0,200	3,000	0,121	0,155	0,158	2,724	3,003	1,576	2,000	0,862	0,810
21079903	0,810	0,100	2,000	0,057	0,088	0,086	1,979	2,002	-99,999	1,000	0,991	0,969
21079905	0,810	0,100	3,000	0,070	0,106	0,100	2,737	3,003	-99,999	1,000	0,946	0,980
21079906	0,810	0,150	2,000	0,096	0,119	0,132	2,061	2,001	-99,999	1,000	1,009	1,023
21079907	0,810	0,150	2,500	0,111	0,144	0,145	2,574	2,501	0,274	1,000	0,943	0,914
21079908	0,810	0,150	3,000	0,104	0,139	0,142	2,691	3,003	0,744	1,000	0,927	0,953
21079909	0,810	0,200	2,000	0,113	0,148	0,162	1,815	2,002	0,763	1,000	0,962	0,968
21079910	0,810	0,200	2,500	0,129	0,171	0,173	2,502	2,354	1,614	1,000	0,876	0,886
23079904	0,850	0,100	2,000	0,066	0,086	0,086	2,265	2,001	-99,999	1,000	0,982	0,981
23079905	0,850	0,100	2,500	0,064	0,095	0,086	2,813	2,501	0,040	1,000	0,964	0,955
23079906	0,850	0,100	3,000	0,068	0,104	0,094	2,958	3,004	0,063	1,000	0,949	0,959

Konfiguration 1

Caisson ohne Unterbau

Kronenhöhe: 0.99m

Anlage B.13

Wellenspektren

Versuch	d [m]	Hg [m]	Tg [m]	Hm [m]	Hs [m]	Hm0 [m]	Tm [s]	Tp [s]	q [l/s/m]	Brechertyp	Kr(t)	Kr(f)
23079907	0,850	0,150	2,000	0,098	0,135	0,135	2,115	2,001	0,425	1,000	0,959	0,951
23079908	0,850	0,150	2,500	0,106	0,136	0,133	2,697	2,501	0,714	1,000	0,922	0,931
24079901	0,850	0,150	3,000	0,102	0,142	0,142	2,981	3,003	0,885	1,000	0,918	0,878
24079902	0,850	0,200	2,000	0,111	0,152	0,151	2,008	2,001	1,619	1,000	0,932	0,894
24079903	0,850	0,200	2,500	0,122	0,169	0,166	2,289	2,501	2,977	1,000	0,918	0,911
24079904	0,770	0,150	2,500						0,305			

d	Wassertiefe am Caissonfuß
Hg	generierte Wellenhöhe
Tg	generierte Wellenperiode
Hm	mittlere Wellenhöhe
Hs	signifikante Wellenhöhe
Hm0	spektrale Wellenhöhe
Tm	mittlere Wellenperiode
Tp	Peakperiode
q	mittlere Wellenüberlaufrate
Kr(t)	Reflexionskoeffizient aus der Analyse im Zeitbereich
Kr(f)	Reflexionskoeffizient aus der Analyse im Frequenzbereich

Konfiguration 2

Caisson mit hohem Unterbau

Kronenhöhe: 1.138m

Anlage B.14

Wellenspektren

Versuch	d [m]	Hg [m]	Tg [m]	Hm [m]	Hs [m]	Hm0 [m]	Tm [s]	Tp [s]	q [l/s/m]	Brechertyp	Kr(t)	Kr(f)
4089901	0,770	0,100	2,000	0,025	0,036	0,034	2,000	1,877	-99,999	1,000	1,000	0,988
4089902	0,770	0,100	2,500	0,039	0,060	0,049	2,611	2,730	-99,999	1,000	1,000	0,930
4089903	0,770	0,100	3,000	0,056	0,069	0,074	3,738	3,003	-99,999	1,000	1,000	0,974
4089904	0,770	0,150	2,000	0,039	0,053	0,054	2,101	1,877	0,028	2,000	1,000	0,975
4089905	0,770	0,150	2,500	0,104	0,137	0,144	2,597	2,354	0,061	2,000	0,552	0,595
4089906	0,770	0,150	3,000	0,110	0,136	0,134	2,954	3,003	0,078	2,000	0,615	0,599
4089907	0,770	0,200	2,000	0,137	0,186	0,180	2,224	2,001	0,106	2,000	0,517	0,529
4089908	0,770	0,200	2,500	0,126	0,171	0,168	2,379	2,501	0,257	2,000	0,592	0,609
4089909	0,770	0,200	3,000	0,121	0,157	0,167	2,496	3,003	0,347	2,000	0,603	0,655
5089901	0,770	0,150	2,000	0,094	0,131	0,128	1,981	1,906	-99,999	2,000	0,490	0,521
6089908	0,810	0,100	2,000	0,060	0,088	0,088	2,014	2,001	-99,999	1,000	0,744	0,843
6089909	0,810	0,100	2,500	0,069	0,083	0,094	2,528	2,501	-99,999	1,000	0,732	0,749
6089910	0,810	0,100	3,000	0,063	0,093	0,088	2,746	3,003	-99,999	1,000	0,726	0,783
7089901	0,810	0,150	2,000	0,093	0,121	0,130	2,022	2,001	-99,999	1,000	0,670	0,746
7089902	0,810	0,150	2,500	0,092	0,119	0,125	2,462	2,501	0,033	2,000	0,675	0,699
7089903	0,810	0,150	3,000	0,094	0,125	0,128	2,694	3,003	0,111	2,000	0,672	0,686
7089904	0,810	0,200	2,000	0,126	0,167	0,175	2,013	2,001	0,084	1,000	0,579	0,649
7089905	0,810	0,200	2,500	0,115	0,152	0,159	2,478	2,354	-99,999	2,000	0,615	0,640
7089906	0,810	0,200	3,000	0,102	0,155	0,137	2,716	3,003	-99,999	2,000	0,663	0,680

Konfiguration 2

Caisson mit hohem Unterbau

Kronenhöhe: 1.138m

Anlage B.14

Wellenspektren

Versuch	d [m]	Hg [m]	Tg [m]	Hm [m]	Hs [m]	Hm0 [m]	Tm [s]	Tp [s]	q [l/s/m]	Brechertyp	Kr(t)	Kr(f)
10089904	0,850	0,100	2,000	0,057	0,077	0,081	2,092	2,001	-99,999	1,000	0,842	0,902
10089905	0,850	0,100	2,500	0,063	0,087	0,088	2,680	2,504	-99,999	1,000	0,813	0,884
10089906	0,850	0,100	3,000	0,065	0,101	0,088	3,028	3,004	-99,999	1,000	0,800	0,803
10089907	0,850	0,150	2,000	0,098	0,137	0,138	2,101	2,001	0,042	1,000	0,660	0,760
10089908	0,850	0,150	2,500	0,103	0,131	0,137	2,822	2,501	-99,999	1,000	0,720	0,720
10089909	0,850	0,150	3,000	0,089	0,133	0,131	2,696	3,003	-99,999	1,000	0,768	0,791
10089910	0,850	0,200	2,000	0,110	0,154	0,155	2,015	2,001	0,189	1,000	0,671	0,777
10089911	0,850	0,200	2,500	0,117	0,163	0,167	2,291	2,501	0,275	1,000	0,721	0,762

Konfiguration 3

Caisson mit hoher Berme

Kronenhöhe: 1.10m

Anlage B.15

Wellenspektren

Versuch	d [m]	Hg [m]	Tg [m]	Hm [m]	Hs [m]	Hm0 [m]	Tm [s]	Tp [s]	q [l/s/m]	Brechertyp	Kr(t)	Kr(f)
18089909	0,850	0,100	2,500	0,075	0,101	0,102	2,885	2,501	-99,999	1,000	0,691	0,740
19089901	0,850	0,150	2,000	0,112	0,161	0,153	2,099	2,001	0,033	2,000	0,561	0,617
19089902	0,850	0,150	2,500	0,111	0,148	0,156	2,618	2,501	0,080	2,000	0,626	0,679
19089903	0,850	0,150	3,000	0,114	0,154	0,151	3,360	3,003	0,073	1,000	0,714	0,752
19089904	0,850	0,200	2,500	0,143	0,190	0,198	2,325	2,501	0,338	2,000	0,613	0,646
19089905	0,810	0,100	2,500	0,076	0,097	0,107	2,491	2,501	-99,999	1,000	0,558	0,605
19089906	0,810	0,150	2,000	0,100	0,137	0,143	1,995	2,001	-99,999	2,000	0,492	0,562
19089907	0,810	0,150	2,500	0,113	0,141	0,153	2,551	2,501	-99,999	2,000	0,597	0,583
19089908	0,810	0,150	3,000	0,113	0,142	0,152	3,008	3,003	0,071	2,000	0,634	0,645
19089909	0,810	0,200	2,500	0,135	0,179	0,189	2,485	2,354	0,117	2,000	0,606	0,656
20089913	0,770	0,100	2,500	0,075	0,107	0,103	2,566	2,501	-99,999	4,000	0,474	0,515
20089914	0,770	0,150	2,000	0,109	0,152	0,146	1,999	1,906	-99,999	4,000	0,388	0,410
20089915	0,770	0,150	2,500	0,122	0,156	0,164	2,572	2,354	-99,999	4,000	0,512	0,554
20089916	0,770	0,150	3,000	0,118	0,148	0,158	2,749	3,003	0,049	4,000	0,598	0,592
20089917	0,770	0,200	2,500	0,144	0,195	0,197	2,313	2,501	0,061	2,000	0,536	0,553

Konfiguration 4

Caisson mit langer Berme

Kronenhöhe: 1.10m

Anlage B.16

Wellenspektren

Versuch	d [m]	Hg [m]	Tg [m]	Hm [m]	Hs [m]	Hm0 [m]	Tm [s]	Tp [s]	q [l/s/m]	Brechertyp	Kr(t)	Kr(f)
25089902	0,850	0,100	2,000	0,074	0,098	0,092	2,263	2,001	-99,999	1,000	0,856	0,908
25089903	0,850	0,100	2,500	0,080	0,108	0,096	2,936	2,354	-99,999	1,000	0,845	0,766
25089904	0,850	0,150	2,000	0,117	0,164	0,154	2,098	2,001	0,084	1,000	0,737	0,810
25089905	0,850	0,150	2,500	0,119	0,099	0,111	2,881	2,501	0,047	1,000	0,769	0,742
25089906	0,850	0,150	3,000	0,119	0,161	0,158	3,358	3,003	0,025	1,000	0,818	0,784
25089907	0,850	0,200	2,500	0,134	0,187	0,186	2,292	2,501	0,530	1,000	0,760	0,797
25089908	0,810	0,100	2,500	0,080	0,099	0,111	2,507	2,501	-99,999	1,000	0,784	0,840
25089909	0,810	0,150	2,000	0,114	0,146	0,146	2,037	2,001	0,015	1,000	0,705	0,730
25089910	0,810	0,150	3,000	0,117	0,148	0,156	3,008	3,003	0,156	1,000	0,735	0,734
25089911	0,810	0,150	2,500	0,110	0,140	0,153	2,473	2,501	0,053	1,000	0,726	0,740
26089901	0,810	0,200	2,500	0,139	0,186	0,193	2,481	2,354	0,345	1,000	0,649	0,709
27089907	0,770	0,100	2,500	0,072	0,109	0,103	2,642	2,501	-99,999	1,000	0,625	0,681
27089908	0,770	0,150	2,000	0,104	0,145	0,142	1,992	1,906	0,041	1,000	0,556	0,597
27089909	0,770	0,150	2,500	0,122	0,157	0,162	2,571	2,354	0,050	1,000	0,560	0,591
27089911	0,770	0,150	3,000	0,117	0,143	0,151	3,041	3,003	0,087	1,000	0,635	0,660
27089912	0,770	0,200	2,500	0,138	0,190	0,188	2,372	2,501	0,192	1,000	0,591	0,627

Konfiguration 5

Caisson mit kurzer Berme

Kronenhöhe: 1.10m

Anlage B.17

Wellenspektren

Versuch	d [m]	Hg [m]	Tg [m]	Hm [m]	Hs [m]	Hm0 [m]	Tm [s]	Tp [s]	q [l/s/m]	Brechertyp	Kr(t)	Kr(f)
1099901	0,850	0,100	2,500	0,074	0,101	0,099	2,928	2,501	-99,999	1,000	0,909	0,865
1099902	0,850	0,150	2,000	0,105	0,145	0,138	2,106	2,001	-99,999	1,000	0,862	0,903
1099903	0,850	0,150	2,500	0,108	0,142	0,149	2,587	2,501	-99,999	1,000	0,890	0,901
1099904	0,850	0,150	3,000	0,114	0,152	0,155	3,118	3,003	0,018	1,000	0,924	0,909
1099905	0,850	0,200	2,500	0,129	0,180	0,177	2,356	2,501	0,571	1,000	0,825	0,844
2099904	0,810	0,100	2,500	0,075	0,092	0,103	2,549	2,501	-99,999	1,000	0,902	0,918
2099905	0,810	0,150	2,000	0,102	0,126	0,133	2,029	2,001	-99,999	1,000	0,836	0,882
2099906	0,810	0,150	2,500	0,110	0,139	0,149	2,581	2,501	0,012	1,000	0,859	0,829
2099907	0,810	0,150	3,000	0,105	0,140	0,147	2,707	3,003	0,184	1,000	0,864	0,836
2099908	0,810	0,200	2,500	0,129	0,170	0,179	2,485	2,354	0,300	1,000	0,795	0,773
3099907	0,770	0,100	2,500	0,078	0,110	0,107	2,519	2,501	-99,999	1,000	0,792	0,802
3099908	0,770	0,150	2,000	0,107	0,143	0,145	2,024	1,906	0,009	1,000	0,736	0,803
3099909	0,770	0,150	2,500	0,113	0,150	0,145	2,487	2,354	0,054	1,000	0,760	0,756
3099910	0,770	0,150	3,000	0,116	0,141	0,145	3,049	3,003	0,118	1,000	0,740	0,694
3099911	0,770	0,200	2,500	0,128	0,181	0,174	2,383	2,501	0,234	1,000	0,741	0,777

Konfiguration 6

Standardgeometrie

Kronenhöhe: 1.10m

Anlage B.18

Wellenspektren

Versuch	d [m]	Hg [m]	Tg [m]	Hm [m]	Hs [m]	Hm0 [m]	Tm [s]	Tp [s]	q [l/s/m]	Brechertyp	Kr(t)	Kr(f)
8099901	0,850	0,100	2,000	0,072	0,095	0,092	2,238	2,001	-99,999	1,000	0,908	0,949
8099902	0,850	0,100	2,500	0,077	0,109	0,102	2,755	2,501	-99,999	1,000	0,858	0,807
8099903	0,850	0,100	3,000	0,078	0,113	0,104	2,974	3,003	-99,999	1,000	0,889	0,915
8099904	0,850	0,150	2,000	0,100	0,145	0,131	2,177	2,001	0,018	1,000	0,859	0,905
8099905	0,850	0,150	2,500	0,108	0,138	0,140	2,696	2,501	-99,999	1,000	0,879	0,907
8099906	0,850	0,150	3,000	0,107	0,150	0,153	2,989	3,003	0,035	1,000	0,884	0,863
8099907	0,850	0,200	2,000	0,128	0,178	0,173	1,933	2,001	0,347	1,000	0,832	0,939
8099908	0,850	0,200	2,500	0,136	0,184	0,187	2,302	2,501	0,594	1,000	0,833	0,873
9099906	0,810	0,100	2,000	0,064	0,100	0,093	1,858	2,001	-99,999	1,000	0,849	0,979
9099907	0,810	0,100	2,500	0,081	0,105	0,107	2,533	2,501	-99,999	1,000	0,887	0,939
9099908	0,810	0,100	3,000	0,071	0,106	0,103	2,745	3,003	-99,999	1,000	0,854	0,894
9099909	0,810	0,150	2,000	0,102	0,132	0,138	1,995	2,001	-99,999	1,000	0,835	0,926
9099910	0,810	0,150	2,500	0,106	1,131	0,144	2,561	2,501	0,033	1,000	0,833	0,810
10099901	0,810	0,150	3,000	0,109	0,140	0,148	2,919	3,003	0,166	1,000	0,846	0,813
10099902	0,810	0,200	2,000	0,148	0,201	0,192	2,020	2,001	0,118	1,000	0,786	0,810
10099903	0,810	0,200	2,500	0,129	0,170	0,179	2,478	2,354	0,202	1,000	0,778	0,778
11099904	0,770	0,100	2,000	0,053	0,070	0,071	2,106	2,001	-99,999	1,000	0,975	1,072
11099905	0,770	0,100	2,500	0,044	0,059	0,062	2,317	2,501	-99,999	1,000	0,933	0,961
11099906	0,770	0,100	3,000	0,037	0,052	0,054	2,291	1,581	-99,999	1,000	0,912	0,954

Konfiguration 6

Standardgeometrie

Kronenhöhe: 1.10m

Anlage B.18

Wellenspektren

Versuch	d [m]	Hg [m]	Tg [m]	Hm [m]	Hs [m]	Hm0 [m]	Tm [s]	Tp [s]	q [l/s/m]	Brechertyp	Kr(t)	Kr(f)
11099907	0,770	0,150	2,000	0,075	0,098	0,101	2,054	1,906	0,025	1,000	0,931	0,981
11099908	0,770	0,150	2,500	0,068	0,094	0,090	2,156	2,354	0,072	1,000	0,893	0,885
11099909	0,770	0,150	3,000	0,065	0,092	0,095	2,101	1,581	0,108	1,000	0,920	0,868
11099910	0,770	0,200	2,000	0,104	0,144	0,131	2,096	2,001	0,157	1,000	0,871	0,848
11099912	0,770	0,200	2,500	0,079	0,117	0,104	2,159	1,429	0,263	1,000	0,831	0,829

Konfiguration 7

Caisson mit teilweise 1:1 geneigter Front

Kronenhöhe: 1.10m

Anlage B.19

Wellenspektren

Versuch	d [m]	Hg [m]	Tg [m]	Hm [m]	Hs [m]	Hm0 [m]	Tm [s]	Tp [s]	q [l/s/m]	Brechertyp	Kr(t)	Kr(f)
17099907	0,810	0,100	2,000	0,068	0,098	0,098	2,069	2,001	-99,999	1,000	0,797	0,862
17099908	0,810	0,100	2,500	0,079	0,098	0,107	2,552	2,501	-99,999	1,000	0,855	0,839
17099909	0,810	0,100	3,000	0,077	0,107	0,106	3,047	3,003	-99,999	1,000	0,846	0,808
17099910	0,810	0,150	2,000	0,107	0,138	0,146	2,029	2,001	0,040	1,000	0,767	0,823
17099911	0,810	0,150	2,500	0,111	0,131	0,149	2,579	2,501	0,092	1,000	0,820	0,799
17099912	0,810	0,150	3,000	0,110	0,143	0,149	3,007	3,003	0,488	1,000	0,836	0,800
17099913	0,810	0,200	2,000	0,143	0,200	0,202	2,004	2,001	0,628	1,000	0,712	0,750
17099914	0,810	0,200	2,500	0,134	0,172	0,181	2,480	2,501	0,943	1,000	0,780	0,763

Konfiguration 8

Caisson mit teilweise 2:1 geneigter Front

Kronenhöhe: 1.10m

Anlage B.20

Wellenspektren

Versuch	d [m]	Hg [m]	Tg [m]	Hm [m]	Hs [m]	Hm0 [m]	Tm [s]	Tp [s]	q [l/s/m]	Brechertyp	Kr(t)	Kr(f)
23099901	0,810	0,100	2,000	0,064	0,100	0,094	1,860	2,001	-99,999	1,000	0,804	0,925
23099902	0,810	0,100	2,500	0,078	0,095	0,107	2548,000	2,501	-99,999	1,000	0,862	0,891
23099903	0,810	0,100	3,000	0,078	0,107	0,107	2,844	3,003	-99,999	1,000	0,860	0,841
23099904	0,810	0,150	2,000	0,102	0,133	0,140	2,031	2,001	-99,999	1,000	0,776	0,862
23099905	0,810	0,150	2,500	0,104	0,128	0,146	2,477	2,501	0,062	1,000	0,819	0,845
23099906	0,810	0,150	3,000	0,109	0,142	0,150	2,924	3,003	0,274	1,000	0,832	0,775
23099907	0,810	0,200	2,000	0,140	0,192	0,195	2,014	2,001	0,328	1,000	0,682	0,739
23099908	0,810	0,200	2,500	0,128	0,172	0,178	2,478	2,501	0,488	1,000	0,779	0,791

Konfiguration 9

Caisson mit teilweise 1,5:1 geneigter Front

Kronenhöhe: 1.10m

Anlage B.21

Wellenspektren

Versuch	d [m]	Hg [m]	Tg [m]	Hm [m]	Hs [m]	Hm0 [m]	Tm [s]	Tp [s]	q [l/s/m]	Brechertyp	Kr(t)	Kr(f)
28099909	0,810	0,100	2,000	0,059	0,091	0,090	1,940	2,001	-99,999	1,000	0,834	0,955
29099901	0,810	0,100	2,500	0,073	0,088	0,100	2,551	2,501	-99,999	1,000	0,878	0,875
29099902	0,810	0,100	3,000	0,069	0,097	0,096	2,802	3,003	-99,999	1,000	0,874	0,878
29099903	0,810	0,150	2,000	0,101	0,129	0,135	2,140	2,001	-99,999	1,000	0,804	0,850
29099904	0,810	0,150	2,500	0,096	0,117	0,131	2,461	2,501	0,050	1,000	0,839	0,862
29099905	0,810	0,150	3,000	0,096	0,134	0,136	2,707	3,003	0,333	1,000	0,843	0,849
29099906	0,810	0,200	2,000	0,134	0,185	0,187	2,010	2,001	0,410	1,000	0,714	0,762
29099907	0,810	0,200	2,500	0,120	0,158	0,162	2,485	2,501	0,583	1,000	0,793	0,798

Konfiguration 10

Caisson mit vollständig 2:1 geneigter Front

Kronenhöhe: 1.10m

Anlage B.22

Wellenspektren

Versuch	d [m]	Hg [m]	Tg [m]	Hm [m]	Hs [m]	Hm0 [m]	Tm [s]	Tp [s]	q [l/s/m]	Brechertyp	Kr(t)	Kr(f)
4109904	0,850	0,100	2,500	0,076	0,106	0,106	2,679	2,501	-99,999	1,000	0,912	0,928
5109903	0,850	0,150	2,000	0,121	0,171	0,163	2,239	2,001	0,199	1,000	0,799	0,848
5109904	0,850	0,150	2,500	0,120	0,156	0,160	2,761	2,501	0,056	1,000	0,849	0,823
5109905	0,850	0,150	3,000	0,117	0,162	0,156	3,365	3,003	0,047	1,000	0,864	0,817
5109906	0,850	0,200	2,500	0,140	0,182	0,194	2,327	2,501	1,069	1,000	0,814	0,844
6109904	0,810	0,100	2,500	0,083	0,105	0,114	2,550	2,501	-99,999	1,000	0,857	0,887
6109905	0,810	0,150	2,000	0,116	0,149	0,152	2,188	2,001	0,030	1,000	0,786	0,846
6109906	0,810	0,150	2,500	0,114	0,136	0,154	2,569	2,501	0,083	1,000	0,831	0,833
6109907	0,810	0,150	3,000	0,118	0,154	0,160	2,926	3,003	0,399	1,000	0,802	0,748
6109908	0,810	0,200	2,500	0,138	0,180	0,189	2,478	2,501	0,945	1,000	0,762	0,783
7109905	0,770	0,100	2,500	0,076	0,113	0,109	2,640	2,501	-99,999	1,000	0,732	0,778
7109906	0,770	0,150	2,000	0,105	0,141	0,145	2,014	2,001	0,094	1,000	0,667	0,708
7109907	0,770	0,150	2,500	0,121	0,156	0,156	2,562	2,354	0,270	1,000	0,663	0,691
7109908	0,770	0,150	3,000	0,110	0,145	0,144	2,737	3,003	0,380	1,000	0,695	0,700
7109909	0,770	0,200	2,500	0,134	0,182	0,180	2,389	2,501	0,912	1,000	0,681	0,752

Konfiguration 11

Caisson mit vollständig 5:1 geneigter Front

Kronenhöhe: 1.10m

Anlage B.23

Wellenspektren

Versuch	d [m]	Hg [m]	Tg [m]	Hm [m]	Hs [m]	Hm0 [m]	Tm [s]	Tp [s]	q [l/s/m]	Brechertyp	Kr(t)	Kr(f)
12109909	0,850	0,100	2,500	0,069	0,098	0,099	2,679	2,501	-99,999	1,000	0,881	0,916
12109910	0,850	0,150	2,000	0,104	0,144	0,144	2,102	2,001	-99,999	1,000	0,767	0,853
12109911	0,850	0,150	2,500	0,104	0,141	0,146	2,624	2,501	0,060	1,000	0,809	0,807
12109912	0,850	0,150	3,000	0,105	0,147	0,148	2,987	3,003	0,206	1,000	0,851	0,859
12109913	0,850	0,200	2,500	0,127	0,175	0,175	2,309	2,501	0,628	1,000	0,789	0,795
13109909	0,810	0,100	2,500	0,076	0,094	0,104	2,551	2,501	-99,999	1,000	0,832	0,875
13109910	0,810	0,150	2,000	0,097	0,130	0,137	1,996	2,001	-99,999	1,000	0,760	0,890
13109911	0,810	0,150	2,500	0,104	0,127	0,142	2,560	2,501	0,060	1,000	0,778	0,780
13109912	0,810	0,150	3,000	0,112	0,143	0,150	3,009	3,003	0,206	1,000	0,787	0,724
13109913	0,810	0,200	2,500	0,127	0,170	0,176	2,478	2,501	0,628	1,000	0,722	0,735
14109909	0,770	0,100	2,500	0,080	0,116	0,105	2,707	2,501	-99,999	1,000	0,701	0,769
14109910	0,770	0,150	2,000	0,100	0,132	0,137	2,017	1,906	0,027	1,000	0,621	0,698
14109911	0,770	0,150	2,500	0,108	0,147	0,144	2,468	2,354	0,109	1,000	0,632	0,686
14109912	0,770	0,150	3,000	0,113	0,146	0,148	2,742	3,003	0,188	1,000	0,670	0,652
14109913	0,770	0,200	2,500	0,128	0,179	0,181	2,321	2,501	0,513	1,000	0,624	0,651

Konfiguration 12

Caisson mit vollständig 3:1 geneigter Front

Kronenhöhe: 1.10m

Anlage B.24

Wellenspektren

Versuch	d [m]	Hg [m]	Tg [m]	Hm [m]	Hs [m]	Hm0 [m]	Tm [s]	Tp [s]	q [l/s/m]	Brechertyp	Kr(t)	Kr(f)
19109909	0,850	0,100	2,500	0,070	0,097	0,099	2,683	2,501	-99,999	1,000	0,880	0,926
19109910	0,850	0,150	2,000	0,106	0,148	0,147	2,103	2,001	0,084	1,000	0,779	0,866
19109911	0,850	0,150	2,500	0,104	0,141	0,145	2,624	2,501	0,030	1,000	0,818	0,821
20109901	0,850	0,150	3,000	0,113	0,151	0,145	3,210	3,003	0,044	1,000	0,853	0,807
20109902	0,850	0,200	2,500	0,129	0,167	0,175	2,312	2,501	0,750	1,000	0,790	0,814
21109901	0,810	0,100	2,500	0,076	0,110	0,104	2,191	2,001	-99,999	1,000	0,827	0,822
21109902	0,810	0,150	2,000	0,115	0,143	0,153	2,146	2,001	0,033	1,000	0,764	0,788
21109903	0,810	0,150	2,500	0,130	0,160	0,178	2,511	2,501	0,044	1,000	0,811	0,734
21109904	0,810	0,150	3,000	0,126	0,158	0,170	3,013	3,003	0,240	1,000	0,841	0,832
21109905	0,810	0,200	2,500	0,126	0,158	0,170	3,009	3,003	0,249	1,000	0,838	0,836
22109902	0,770	0,100	2,500	0,079	0,117	0,115	2,647	2,501	-99,999	1,000	0,744	0,799
22109903	0,770	0,150	2,000	0,107	0,147	0,148	1,990	1,906	0,086	1,000	0,667	0,719
22109904	0,770	0,150	2,500	0,126	0,165	0,167	2,498	2,354	0,144	1,000	0,698	0,728
22109905	0,770	0,150	3,000	0,122	0,148	0,159	2,952	3,003	0,223	1,000	0,771	0,760
22109906	0,770	0,200	2,500	0,144	0,188	0,194	2,395	2,501	0,563	1,000	0,728	0,742